

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
РЕСПУБЛИКАНСКИЙ ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЙ ЦЕНТР
МЕЖДУНАРОДНЫЙ ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЙ ЦЕНТР СФ БГПА
БЕЛОРУССКАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ АКАДЕМИЯ

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ПОДГОТОВКЕ КАДРОВ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

Сборник трудов

VII Международного научно-методического семинара

Посвящается 100-летию со дня рождения
профессора В.В. Михайлова

Брест 2001

394 **Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь.** Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара/ Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М.— Брест, БГТУ, 2001 — 550 с.

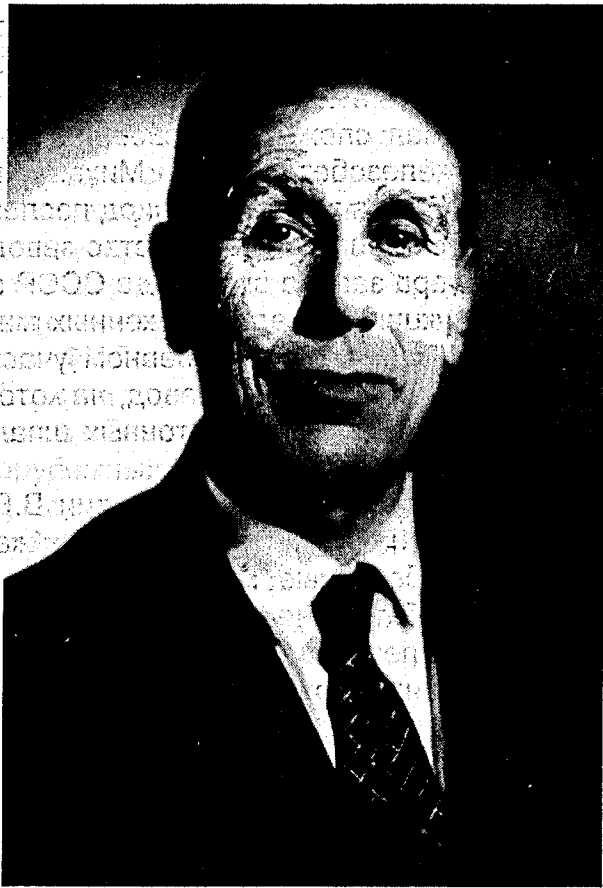
НАУЧНЫЙ КОМИТЕТ:

СОПРЕДСЕДАТЕЛИ НАУЧНОГО КОМИТЕТА:

- БЛЕЩИК Н.П. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГПА, Г. МИНСК)
 БОРИСЕВИЧ А.А. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГПА, Г. МИНСК)
 ПЕЦОЛЬД Т.М. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГПА, Г. МИНСК)

ЧЛЕНЫ НАУЧНОГО КОМИТЕТА:

- БОСАКОВ С.В. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГПА, Г. МИНСК)
 БУДЮК В.Д. — К.Т.Н., ДОЦЕНТ ("БРЕСТСТРОЙНАУКА", Г. БРЕСТ)
 ГУРИНЧУК А.С. — АКАДЕМИК МИА, АКАДЕМИК БИА, (БЕЛОРУССКАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ АКАДЕМИЯ)
 ДЕШКО В.И. — МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА РБ
 ДРАГАН В.И. — К.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГТУ, Г. БРЕСТ)
 ЗВЕЗДОВ А.И. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (НИИЖБ, Г. МОСКВА)
 КУДРЯВЦЕВ И.А. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БЕЛГУТ, Г. ГОМЕЛЬ)
 КРУЛЬ М. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (ЛЮБЛИНСКАЯ ПОЛИТЕХНИКА, РП)
 ЛАПКО А. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БЕЛОСТОКСКАЯ ПОЛИТЕХНИКА, РП)
 ЛАЗОВСКИЙ Д.Н. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (ПГУ, Г. НОВОПОЛОЦК)
 ЛЕОНОВИЧ С.Н. — Д.Т.Н., ДОЦЕНТ (БГПА, Г. МИНСК)
 ЛУКША Л.К. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГТУ, Г. БРЕСТ)
 МАРТИРОСОВ Г.М. — К.Т.Н., С.Н.С. (НИИЖБ, Г. МОСКВА)
 МОРДИЧ А.И. — К.Т.Н., С.Н.С. (БЕЛНИИС, Г. МИНСК)
 НАЙЧУК А.Я. — К.Т.Н., С.Н.С. (НТЦ МИНАРХСТРОЙ РБ, Г. БРЕСТ)
 ПОЙТА П.С. — К.Т.Н., ДОЦЕНТ (БГТУ, Г. БРЕСТ)
 ПАСТУШКОВ Г.П. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГПА, Г. МИНСК)
 ПИЛИПЕНКО В.М. — К.Т.Н., (НИПТИС, Г. МИНСК)
 РЕУТ О.П. — Д.Т.Н., ПРОФ. (МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РБ)
 САПЕЛКИН Е.П. — К.Ф.Н., ПРОФЕССОР (РОЦ БГПА, Г. МИНСК)
 СЕМЕНЮК С.Д. — К.Т.Н., ДОЦЕНТ (МГТУ, Г. МОГИЛЕВ)
 СОКОЛОВСКИЙ Л.В. — МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА РБ
 ТЕРИН В.Д. — К.Т.Н., ДОЦЕНТ (ПГУ, Г. ПОЛОЦК)
 ТУР В.В. — Д.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГТУ, Г. БРЕСТ)
 ФЕДОРОВ В.Г. — К.Т.Н., ПРОФЕССОР (БГТУ, Г. БРЕСТ)



ВИКТОР ВАСИЛЬЕВИЧ МИХАЙЛОВ

В 2001 году мировая общественность отмечает 100-летие со дня рождения выдающегося деятеля XX века в области строительства лауреата международной премии ФИП – золотой медали Фрэйсине, Государственных премий СССР, орденосца, заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, доктора технических наук, профессора Виктора Васильевича Михайлова.

Имя В.В. Михайлова неразрывно связано с зарождением и развитием в мире и особенно в СССР принципиально нового вида железобетонных конструкций – предварительно напряженных. Им теоретически обоснованы и реализованы на практике различные методы создания преднапряжения: механический, в т.ч. для непрерывно армированных конструкций и физико-механический на основе использования напрягающего цемента. С этими идеями мы вступили в XXI век и они еще долго будут востребованы мировым сообществом.

В.В. Михайлов родился 26 марта 1901 года (13 марта по старому стилю) в г. Кутаиси в семье руководителя отдела акцизного управления Василия Ивановича Михайлова. Мать Мария Викторовна, урожденная Витушинская, дочь богатого фармацевта Виктора Антоновича Витушинского.

Диплом инженера-механика В.В. Михайлов получил в Тбилисском институте инженеров энергетического строительства. Еще будучи в Грузии, В.В. Михайлов в 1933 году опубликовал впервые в мире книгу "Напряженно армированные бетоны", в которой была сформулирована идея создания преднапряжений в железобетоне и предложен метод его расчета. В 1938 году В.В. Михайловым в Ленинграде защищена докторская диссертация по структуре бетона.

Круг интересов В.В. Михайлова был настолько широк, что трудно найти область строительной техники, в которой бы не упоминалось его имя. При этом отличительной особенностью ученого являлась теснейшая связь теоретических разработок с их реализацией на практике. Понимая сложность освоения заводского производства предварительно напряженного железобетона, В.В. Михайлов, оставаясь руководителем научной лаборатории НИИЖБ, в трудный период послевоенного восстановления хозяйства страны в 1948 г. возглавил строительство завода ЖБИ в Москве и затем в должности главного инженера завода впервые в СССР организовал производство наиболее массовой конструкции – преднапряженных многопустотных панелей перекрытий для жилых зданий. При непосредственном участии В.В. Михайлова в 1949 г. пущен в эксплуатацию Калининградский завод, на котором впервые было освоено производство преднапряженных железобетонных шпал и балок, армированных высокопрочной проволокой.

Под руководством и при непосредственном участии В.В. Михайлова созданы конструкции подрельсового основания для магистральных железных дорог – предварительно напряженные железобетонные малогабаритные рамы, центрифугированные преднапряженные железобетонные опоры ЛЭП и шахтной крепи, объемно предварительно напряженные железобетонные элементы под большие нагрузки, разнообразные большепролетные конструкции, полученные методом непрерывного армирования с использованием высокопроизводительных автоматов-агрегатов.

Особое место в деятельности В.В. Михайлова занимает проблема создания самоупроченного железобетона, основанного на применении нового вида вяжущего – напрягающего цемента (НЦ). Прототипом НЦ явился ранее предложенный В.В. Михайловым водонепроницаемый расширяющийся цемент (ВРЦ), применявшийся с конца 40-х годов в течение более 20 лет при возведении тоннелей метро для зачеканки швов между тубингами с целью гидроизоляции и полностью заменивший дорогостоящий, дефицитный и токсичный свинец. В самоупроченном железобетоне предварительные напряжения в арматуре и бетоне создаются без применения механических устройств или электронагрева, за счет проявления химической энергии в процессе твердения и расширения бетона, вяжущим компонентом которого служит напрягающий цемент. При этом упрощается технология изготовления железобетонных изделий, обеспечивается двух- и трехосное преднапряжение конструкции, достигается высокая плотность бетона, характеризующаяся повышенной водо-, газо- и бензонепроницаемостью.

Опыт использования напрягающего бетона в таких уникальных сооружениях, как ледовое поле искусственного катка "Медео" в Казахстане, оболочка покрытия автобусного парка диаметром 160 м в г.Киеве, комплекс олимпийских сооружений в г.Москве и Санкт-Петербурге показал их огромное преимущество перед обычным бетоном и предопределил его дальнейшее широкое применение в строительстве. Стала реальной идея В.В. Михайлова о полной замене в строительстве обычного железобетона на самоупроченный, работающий без трещин.

Усилия В.В. Михайлова были направлены на создание строительной индустрии в различных регионах СССР. Не была обойдена его вниманием и Республика Беларусь. Его приезд в 1974 году в г. Минск стал мощным импульсом для развития производства напрягающего цемента и самоупроченных конструкций в республике. При непосредственном его участии в 1973 г. в Бресте на базе инженерно-строительного института создан научно-технический центр по исследованию и внедрению самоупроченных конструкций, который занял ведущее место в этой области строительства.

Пытливый ум ученого и инженера постоянно был направлен на поиск новых конструктивных и технологических решений, которые защищены более 50 изобретениями и зарубежными патентами. Из всех более 150 публикаций его капитальный труд "Предварительно напряженные железобетонные конструкции" стал настольной книгой студентов, аспирантов и специалистов, опубликован за рубежом и занял достойное место среди фундаментальных работ в мире в области строительства.

Многочисленные выступления В.В. Михайлова на международных симпозиумах, многолетнее участие в работе института преднапряженного железобетона в США в качестве действительного члена, руководство национальным комитетом международной организации ФИП в течение 20 лет снискали ему мировую славу. Член редколлегии журнала "Бетон и железобетон" со дня его основания, неутомимый пропагандист научных знаний в области строительства В.В. Михайлов неоднократно возглавлял делегации в зарубежных поездках, чем способствовал укреплению дружбы и сотрудничества между народами.

Много сил В.В. Михайлов затрачивал на воспитание молодых инженерных и научных кадров. В течение многих лет он являлся профессором МИСИ и преподавал студентам курс "Железобетонные конструкции". Под руководством В.В. Михайлова соискателями защищено около 100 кандидатских диссертаций, многие из которых в последующем стали докторами наук. Многочисленные ученики В.В. Михайлова в год его 100-летия благодарны ему за теплоту и сердечность, за знания, переданные бескорыстно, за скромность и человечность.

Идеи, творческий порыв В.В. Михайлова опережали современные возможности техники и мировоззрение специалистов. Вот почему его проекты по строительству 2-х километровой башни, моста через Берингов пролив между Азией и Америкой, пятисоткилометрового водовода на Африканском континенте диаметром 6м пока воспринимаются как утопические.

В начале XXI века можно с уверенностью утверждать, что он станет веком свершений всех идей великого ученого Виктора Васильевича Михайлова.

ВСПОМИНАЯ ПРОФЕССОРА В.В.МИХАЙЛОВА

В этом году исполнилось бы 100 лет нашему Учителю и для многих Другу. Он был уверен, что доживет до 100 лет. И, наверное, так и было бы, если бы в последние годы жизни он был окружен вниманием и теплотой близких. Но, к сожалению, наступили новые времена в стране и каждый стремился выжить самостоятельно.

Я пришла к Виктору Васильевичу в лабораторию НИИЖБ в 1957 году. Ему было 56 лет. Лаборатория получила новое здание, строился еще один корпус, набирали новых сотрудников. Через несколько лет количество сотрудников выросло с 18 до 200 человек. Приходилось много работать, а пример всем подавал В.В. (так все звали его между собой). Он спал 4 часа в сутки.

Я жила с В.В. рядом, в соседнем доме, и часто "горящие" документы он просил приносить для доработки утром, в 6-7 часов. К этому времени он уже был готов к работе, сделав йоговскую гимнастику и приняв душ. К моему удивлению, часто у него в это время уже кто-то сидел с другим "горящим" документом, кто-то в уголочке что-то подправлял. А документов в это время писалось много. Это были временные ТУ на промышленное производство напрягающего цемента, рекомендации на изготовление труб из НЦ, многочисленные технико-экономические обоснования на производство различных конструкций из самонапряженного бетона, виброштампованных, непрерывно армированных, материалы по патентованию изобретений за рубежом, записки в правительство. То, что не успевали сделать днем на работе, продолжали делать вечером после работы, в субботу, воскресенье. Профессор не спал до 2-х часов ночи и часто приглашал к себе домой сотрудников и аспирантов после 10 часов вечера. Почему в 10? Потому что В.В. успевал до этого времени посетить консерваторию, побывать на вернисаже, успеть на театральную премьеру, у него был абонемент на футбол, он смотрел все лучшие фильмы в первые дни их выпуска, читал "Новый мир", новинки литературы.

Надолго В.В. не мог покидать лабораторию, поэтому не задерживался в командировках, оставляя после своего отъезда сотрудников продолжать "дело". Так было в Минске, Киеве, Баку, Тбилиси, Свердловске, Нижнем Тагиле и в других местах внедрения его разработок, где я с ним была вместе. Когда Виктор Васильевич прилетал в командировку, его встречали обычно бывшие ученики, которые подготавливали совещания на высшем уровне. В столицах союзных республик это были министры строительства, их замы, управляющие трестами, руководители проектных организаций, заводов железобетонных конструкций. На этих совещаниях профессор так увлеченно говорил, что не оставлял никого равнодушным и все начинали себя ощущать соучастниками этого великого процесса – науки. Всем хотелось ему помочь в его великих открытиях. Часто такие совещания заканчивались вечером в ресторанах. Но это были дружеские ужины, на которых профессор снова увлекал всех своими идеями, ни минуты не забывая, зачем он сюда приехал. За один-два дня Виктор Васильевич успевал подписать все необходимые документы (готовились они обычно ночью) для внедрения своих идей и разработок.

О командировках вспоминаются забавные мелочи. В Тбилиси на аэродром приехали встречать сразу 6 машин и почти все с правительственными номерами – это были благодарные ученики, жившие в его родной Грузии. В Свердловске совещание затягивалось. Намерения сторон о внедрении разработок должны были быть подписаны в Москве не позже следующего дня. Автомобиль с Виктором Васильевичем мчался в аэропорт на предельной скорости. Не хватило 3-х минут – самолет уже взмыл ввысь. Но тут случилось ужасное: на его глазах самолет резко стал падать и через считанные секунды разбился. Наверное, судьба берегла профессора

для науки, для всех нас. Он нередко ускользал от смерти перед самым ее носом. В.В. пережил крушение поезда "Тбилиси — Ленинград" и спасся благодаря тому, что ехал в последнем вагоне, единственном уцелевшем в катастрофе. Профессор был прекрасным пловцом и плавал на большие расстояния. Однажды на море, заплыв на 2 км, он был окружен стаей дельфинов, которые стали с ним играть и все время пытались подплыть и теснить его с 2-х сторон. Доплыв все-таки до берега, он потерял сознание на несколько часов. Вот уж поистине "великому — великие испытания".

У Виктора Васильевича никогда не было врагов, хотя за идеи всегда приходилось бороться. Он был личностью многогранной и в науке, и в жизни. Он и механик (его первая специальность), и конструктор, и химик, и технолог по строительным материалам. А сколько написано им книг, получено авторских свидетельств, государственных премий, правительственных наград! А сколько у него учеников на земле! А золотая медаль Фрэйсине третья в мире! Вот уж диковинка была в нашей стране. Его цемент марки М-цемент выпускают в Америке, его первая в мире книга по предварительно-напряженному железобетону, выпущенная в 1933 году, была выставлена величиной в человеческий рост в США перед входом на конгрессе по предварительно-напряженному железобетону. И когда В.В. Михайлов, русский ученый, вошел в зал заседаний, то председательствующий попросил аудиторию встать и поприветствовать нашего Учителя за неоценимый вклад в мировую строительную науку.

Десять лет нет с нами нашего Учителя. У него было много учеников, которых он любил и научил их своему делу, любить работу и думать. Мы его тоже любим, помним и благодарим.

*В.А. Попова, ученица В.В. Михайлова,
кандидат технических наук, доцент*

Моя первая встреча с Виктором Васильевичем состоялась в ноябре месяце 1968 года, когда я после успешной сдачи экзаменов в аспирантуру НИИЖБ был направлен к нему как к научному руководителю. Принят я был очень приветливо и заинтересованно, представлен сотрудникам лаборатории непрерывно армированных и самонапряженных конструкций, которую Виктор Васильевич возглавлял на протяжении многих десятков лет. При первой встрече был определен круг моих научных интересов по исследованию объемно-напряженного состояния элементов, создаваемого за счет энергии расширения напрягающего цемента. Не имея никакого представления о предмете моих исследований, мне вспомнился учебник Виктора Васильевича, в который я еще в студенческие годы заглядывал, и я подумал, что такому выдающемуся ученому можно верить. Так я стал аспирантом В.В. Михайлова.

Прошло несколько месяцев моих тщетных попыток встретиться с Виктором Васильевичем для обсуждения предмета исследований, однако в силу огромной его занятости мне это практически не удавалось и тогда я заявил ему, что я его оставляю и выберу другую тему исследований. Эта короткая беседа на пути с заседания Ученого Совета в лабораторию стала переломной в наших отношениях и спустя 2-3 месяца, когда уже полным ходом шли эксперименты, уже Виктор Васильевич звал меня на встречу, сообщая, что на пути в институт он продумал дальнейший ход моего эксперимента. Будучи, по выражению ученицы Виктора Васильевича Поповой В.А., "хохлом, тай ще бытым", я имел свое мнение о методике проведения эксперимента и делал по существу два параллельных опыта. Я убедился в том, что Виктор Васильевич всегда оказывался прав.

Практически ежедневное общение сблизило нас, оказалось, что мы оба увлекались горювосхождением: Я постоянно стал помогать Виктору Васильевичу в организации его многочисленных выступлений перед общественностью по состоянию и развитию железобетона в мире и СССР. Из-за нехватки времени у В.В.Михайлова в рабочее время я часто приезжал для обсуждения хода исследований к нему домой. Эти встречи проходили не позже 7 часов утра. И мне в этом повезло, так как, по рассказам аспирантов предыдущих лет, такие встречи назначались им на 5 часов утра. Я дорожил этими встречами и тщательно к ним готовился. Широта и глубина понимания обсуждаемых вопросов меня поражали, после каждой такой встречи я уходил окрыленный, четко представляя ход моих дальнейших действий.

Завершив практически все намеченные эксперименты за 2 года, я пришел к Виктору Васильевичу с планом диссертационной работы, однако до спокойной работы оказалось еще очень далеко. Пришлось результаты исследований воплощать в реальные конструкции — спирально армированные самонапряженные колонны под нагрузку свыше 2500 тонн.

Удивительно сочеталось глубокое научное понимание любой проблемы, с которой соприкасался Виктор Васильевич, с ее практическим решением. Вспоминаю заседание коллегии Госстроя СССР в 1971г., где по настоянию В.В.Михайлова рассматривался вопрос о состоянии и перспективах развития НЦ и самонапряженного железобетона. Там руководством ведомства незаслуженно был высказан упрек Виктору Васильевичу в том, что он занимается не своим делом, что напрягающим цементом нужно заниматься цементникам. Жизнь все поставила на свои места. Благодаря его выдающимся организаторским способностям напрягающий цемент стал выпускаться промышленностью стройматериалов и самонапряженный железобетон на его основе был освоен в строительстве.

Одержимый своими идеями, В.В.Михайлов требовал и от своих сотрудников полной отдачи делу, что не всегда и не всем нравилось. Эта требовательность удивительно сочеталась с его заинтересованностью и участием в судьбе каждого. В день рождения моей дочери я, находясь в Москве, первому позвонил Виктору Васильевичу. Он поздравил и сказал: "Не унывайте, друг мой, первая дочка — это очень хорошо". Узнав о некоторых моих трудностях при распределении на работу после окончания аспирантуры, он написал личное письмо руководителю Главстройнауки, благодаря чему были сняты все возникшие проблемы. Общаясь в кругу семьи Виктора Васильевича, я видел его заботу о близких и своих детях.

С огромной горечью и чувством потери дорогого и близкого человека я узнал о кончине Виктора Васильевича на 90 году жизни, который и в свой последний час был в рабочем кабинете за письменным столом.

Память о Викторе Васильевиче Михайлове, его идеи и целеустремленность в их реализации помогают мне, думаю, и моим ученикам в практической работе по дальнейшему их развитию и воплощению в жизнь.

В.Д. Будюк, ученик В.В. Михайлова, директор ЧУП "Брестстройнаука", Лауреат премии Совмина РБ, кандидат технических наук, доцент

Готовя свои воспоминания, к сожалению, о не столь многочисленных встречах в Минске и в Москве с профессором Виктором Васильевичем Михайловым, 100 лет со дня рождения которого отмечают специалисты и его многочисленные ученики, работающие в области теории и практики бетона и железобетона, меня всегда восхищало то, как природа смогла одарить таким огромным талантом этого человека. Это был ученый, теоретик, гениальный инженер-конструктор, технолог в области бетона и железобетона, педагог и талантливый методист, умевший предельно точно и с большим чувством перспективы излагать актуальные проблемы в многочисленных книгах и статьях. И, в то же время, он был очень отзывчивым, требовательным к себе и другим. Вообще, все Михайловы-братья очень необычные, талантливые ученые и организаторы строительной науки. Монография В.В. Михайлова по предварительно напряженному железобетону не потеряла своей актуальности и сегодня. Это же можно сказать и о других книгах, статьях и изобретениях.

Виктор Васильевич относился к поколению ученых, которые создавали мировую индустрию сборного железобетона и в первую очередь предварительно напряженных конструкций. По вопросам освоения технологии производства целого ряда конструкций он бывал в Минске и мне, тогда молодому к.т.н., посчастливилось участвовать в нескольких совещаниях, семинарах и частных беседах. Это были 60-е годы, когда мировая общественность уже признала профессора Михайлова В.В. наряду с Фрэйсине, как одного из создателей предварительно напряженного железобетона, наградив его Золотой медалью имени Фрэйсине – высшей наградой в нашей области. Любое совещание с профессором Михайловым В.В. тогда проходило очень интересно, эмоционально, с большим количеством примеров из личного опыта и опыта зарубежных коллег. Он не любил пустых разговоров, был справедлив и не очень жаловал жестких оппонентов.

Последние его посещения Минска были связаны с внедрением напрягающего бетона на строительстве Минского метрополитена. Он является создателем напрягающего цемента и лично мне показывал цветную фотографию, на которой был сфотографирован завод по производству напрягающего цемента в США с неоновой эмблемой WM (Виктор Михайлов). К сожалению, еще сегодня многие специалисты так и не смогли оценить возможности напрягающего бетона. А он глубоко понимал огромную перспективу этого направления, которое в будущем, несомненно, произведет революцию в технологии сборного, сборно-монолитного и монолитного железобетона, как новой технологии массового изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций. Здесь я только могу пожелать его брестским ученикам максимально приблизить для нашей страны решение этого важнейшего вопроса.

Огромный опыт и знания позволили профессору Михайлову В.В. участвовать в конкурсе проектов на строительство Останкинской телевизионной башни, предложив очень оригинальную конструкцию из сборно-монолитных элементов с объемным предварительным напряжением.

Когда я учился в заочной аспирантуре, мне удавалось присутствовать в НИИЖБ на защитах диссертаций, где часто выступал Виктор Васильевич и в роли оппонента, и в дискуссиях. Всегда поражала легкость, с какой профессор Михайлов В.В. вникал в тему работы, задавал глубокие вопросы и аргументированно и доброжелательно выступал. В 70-е годы, когда мы начали активно заниматься центрифугированным железобетоном, я неожиданно обнаружил, что Виктор Васильевич еще в 30-е годы проводил исследования с балками кольцевого сечения, изготовленными методом центрифугирования. Это были первые в мире исследования, где еще тогда профессор Михайлов В.В. обосновал возможность изготовления тонкостенных кон-

струкций замкнутого сечения из бетонов повышенной прочности. Так как информации в статьях оказалось недостаточно, я специально встречался с Виктором Васильевичем в НИИЖБе по этому вопросу и смог сам убедиться в его феноменальной памяти, до мельчайших деталей сохранившей все воспоминания о своих ранних инженерных исследованиях в области центрифугированного бетона. Когда в 1986 г. я защищал в НИИЖБе докторскую диссертацию, профессор Михайлов В.В. хорошо о ней отозвался в своем выступлении и, что мне было особенно приятно, я услышал от Виктора Васильевича, маститого инженера-конструктора, высокую оценку своим научным и особенно конструкторским разработкам.

Для себя лично я до сего времени не могу понять, как такой крупный ученый и инженер с большой буквы, каким был профессор В.В. Михайлов, не смог противодействовать внедрению предложенного им электро-термического способа натяжения арматуры при изготовлении массовых конструкций по поточно-агрегатной технологии, что затормозило технический прогресс в этой области.

Я надеюсь, что его многочисленные ученики, в том числе и в Белоруссии, продолжат лучшие традиции Советской и Белорусской школы железобетона, ярчайшим представителем и основателем которой был и остается доктор технических наук, профессор, лауреат Золотой медали Фрэйсине глубокоуважаемый Виктор Васильевич Михайлов.

Т.М. Пецольд,
заведующий кафедрой ЖБиКК БГПА,
заслуженный деятель науки РБ,
Лауреат премии Совмина РБ,
д.т.н., профессор



**VII Международный научно-методический семинар
"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"**

Секция I

**СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ
СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

УДК: 624

Арестович А.И., Босаков С.В., Быковский С.Г.

**ОСОБЕННОСТИ ПЕРЕПЛАНИРОВКИ НЕСУЩИХ КИРПИЧНЫХ
СТЕН НИЖНИХ ЭТАЖЕЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ**

В ходе реконструкции жилых и общественных зданий часто возникает необходимость перепланировки помещений нижних этажей, объединения их в одно помещение. При этом приходится удалять не только перегородки между помещениями, но и участки несущих стен или изменять их конструктивные схемы. Возможность для устранения части несущих стен при условии усиления остающихся имеется. Это, во-первых, наличие резервов несущей способности стен, и, во-вторых, перераспределение нагрузок с удаляемых участков стен на остающиеся конструкции здания. Элементы усиления должны включаться в работу без заметных деформаций здания. Эти цели могут быть достигнуты специальными элементами новой конструктивной схемы и применением соответствующей технологии производства работ.

Для обоснования возможности практически безопасного удаления отдельных фрагментов кирпичных стен в нижних этажах многоэтажных зданий авторы провели множество численных исследований напряженно-деформированного состояния конструкций стен зданий. Выяснено, что напряжения и деформации несколько возрастают лишь в непосредственной близости от удаляемых фрагментов, и почти не изменяются в остальной части стен.

Авторами в рамках выполнения работ по проектированию несущих конструкций первого этажа одного из жилых пятиэтажных зданий г. Минска разработана конст-

руктивная схема, позволяющая заменить существующие стены и обеспечить дальнейшую безопасную эксплуатацию здания, и разработана технологии производства работ по перепланировке.

Проектируемые к переоборудованию под магазин помещения первого этажа здания имеют планировку, при которой средняя продольная несущая стена и некоторые поперечные стены выполнены из полнотелого кирпича и имеют толщину 380 мм. Заказчику необходимо объединить помещения, разделяемые этими стенами, в одно, заменив стены колоннами (столбами). После изучения и обследования существующих конструкций здания разработана планировочная схема расположения конструкций, заменяющих стены, произведен их расчет и конструирование, разработана технология производства работ.

Предложенная монолитная железобетонная конструкция включает в себя в качестве конструктивных элементов ригели, колонны и распределительные пояса.

Монолитные железобетонные ригели состоят из двух половин, устраиваемых с двух сторон от существующей кирпичной стены под перекрытием и соединенных стальными связями через стену. Ригели предназначены для восприятия нагрузок от вышележащей части здания и передачи их на железобетонные колонны. В нижней части сечения ригели имеют консоли, врезающиеся в кирпичную стену на треть ее толщины. Консоли непосредственно воспринимают нагрузку от кирпичной стены и передают ее основному сечению ригеля.

Монолитные железобетонные колонны также состоят из двух половин, имеющих сечение швеллера. Они обхватывают часть кирпичной стены и соединены в единую конструкцию стальными связями. Полки половин-швеллеров врезаются в стену на треть ее толщины. Колонны предназначены для передачи нагрузки от ригелей на распределительные пояса.

Распределительные пояса из монолитного бетона устраиваются с двух сторон от бутобетонной стены подвала поверху фундаментных подушек до уровня пола подвала. Они предназначены для равномерного распределения нагрузок от колонн на фундаментные подушки. Дело в том, что ленточные фундаменты под стенами представляют собой разрезные конструкции, и нагружение их сосредоточенными силами включит в работу только отдельные подушки фундаментов, что приведет к перенапряжению основания под ними и вызовет необходимость его усиления.

Работы по изменению конструкции стен выполняются в следующей очередности.

В подвале вдоль стен отрываются траншеи до уровня верха фундаментных подушек, устанавливается опалубка, пробиваются отверстия в перекрытии над подвалом под колонны и просверливаются отверстия в стене подвала для связи половин колонн между собой. Устанавливается арматура колонн от фундаментных подушек до верха перекрытия над подвалом и связывается ее через стену. Бетонируются распределительные пояса до уровня верха пола подвала.

Устанавливается опалубка колонн в пределах подвала и производится их бетонирование.

Прорезаются штрабы под колонны в стенах первого этажа и просверливаются отверстия под связи между их половинами. Устанавливается арматура колонн и связи, соединяющие половины колонн между собой. Устанавливается опалубка колонн до уровня низа ригелей и производится их бетонирование. Работы производятся последовательно. Сначала изготавливаются лицевые стороны колонн через одну, затем их тыльные стороны. В такой же последовательности производятся работы по оставшимся колоннам.

Прорезаются в стене штрабы под консольные свесы ригелей и просверливаются отверстия под связи между половинами ригелей. Устанавливается арматура ригелей, свесов и связи. Устанавливается опалубка ригелей на две трети их высоты и производится бетонирование. Нарастивается опалубка ригелей до перекрытия заранее подготовленными элементами, оставляя в ней загрузочные окна, и завершается бетонирование (при этом возможно применение самоуплотняющегося бетона). Ригели изготавливаются последовательно – сначала лицевые части ригелей через один, затем их тыльные части. Таким же образом изготавливаются остальные ригели.

После набора бетоном 70 % прочности производится разборка удаляемых участков кирпичных стен.

В процессе разработки проекта изменения конструкции несущих стен произведены сравнительные численные исследования напряженно-деформированного состояния здания и основания под ним при существующей и проектируемой конструктивных схемах первого этажа.

Напряженно-деформированное состояние несущих конструкций здания на действующие нагрузки исследовалось с помощью вычислительного комплекса «МИРАЖ», реализующего метод конечных элементов в перемещениях. Использовался также авторский опыт исследования подобных конструкций. Моделирование реальных конструкций и их конечно-элементная аппроксимация осуществлялась в традиционной для строительной механики постановке. Работа материалов конструкции рассматривалась в упругой стадии. При разработке расчетных схем использовались два типа конечных элементов: стержень балочного роставерка на упругом основании и прямоугольный конечный элемент плосконапряженной системы. Жесткостные характеристики материалов принимались в соответствии с результатами их испытаний.

Полученные результаты сравнительных исследований напряженно-деформированных состояний существующих стен и проектируемой конструктивной системы свидетельствуют о несущественном отличии картин деформаций для двух вариантов стен на различных уровнях по их высоте. Происходит лишь некоторое качественное перераспределение перемещений, а абсолютные значения меняются незначительно. Расчеты позволили также установить несущественность влияния учета в расчетной схеме горизонтальных связей исследуемой части стены с остальной ее частью.

Таким образом, выполненные численные исследования показали возможность изменения конструктивной схемы стен на первом этаже здания. Напряженно-деформированное состояние остальной части здания при этом существенно не изменяется.

Кроме описанного выше конструктивного решения, разработан также арочный вариант. В нем вместо ригелей применены арки, имеющие те же конструктивные особенности, изготавливаемые по той же технологии и выполняющие те же функции, что и ригели. Проведенные численные исследования напряженно-деформированного состояния арочного варианта показали его меньшую деформативность по сравнению с ригельным.

Разработанные конструктивные схемы замены несущих стен характеризуются необходимой надежностью и жесткостью, относительно просто реализуются на практике и могут применяться при реконструкции других зданий.

ИЗГИБ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ В УСЛОВИЯХ СТЕСНЕННЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

В плоском сборно-монолитном диске перекрытия каркаса [1] многопустотные плиты при изгибе от вертикальной нагрузки работают в условиях стесненных горизонтальных деформаций, обусловленных реакциями связей с примыкающими к плитам конструкциями — монолитными ригелями и швами омоноличивания. По характеру работы эти связи могут быть односторонними, работающими на сжатие и двухсторонними, воспринимающими усилия сжатия-растяжения. Причем двухсторонние связи в контактных сечениях смежных конструкций придают им свойство неразрезности, а односторонние, воспринимая только усилия сжатия, вызывают в плоскости плиты действие реакции горизонтального распора, приложенного к опорным сечениям с эксцентриситетом относительно срединной поверхности. Так, например, многопустотные плиты по торцам жестко сопряжены в одном уровне с монолитными ригелями посредством бетонных шпонок, входящих в пустоты на глубину 100 ± 20 мм, а по межплитным швам — шарнирно — на выштамповках или продольных пазах, образованных при формовании плит в заводских условиях. В первом случае шпоночное сопряжение плит с ригелями следует рассматривать как двухстороннюю связь, работающую на растяжение-сжатие, а во втором — как односторонне сжимаемую связь. Объединение монолитным железобетоном пакетов сборных многопустотных плит в единый диск вовлекает их в пространственную схему работы, при которой плиты, следуя за деформациями прогиба поперечных ригелей, подвержены вынужденному поперечному изгибу. В этом случае вследствие специфики геометрических характеристик ортогональных сечений многопустотных плит и их армирования в продольном направлении, при поперечном изгибе диска по нижней грани плит существует вероятность образования продольных трещин вдоль пустот 2,3. Поэтому для учета пространственной работы плит в составе дисков перекрытий каркасной системы в БелНИИС были проведены экспериментальные исследования на отдельных образцах плит и фрагментах дисков, выявлено напряженно-деформированное состояние плит в ортогональных направлениях и установлены их расчетные схемы.

Чтобы при проектировании диска назначать реальную расчетную схему его составных элементов, необходимо представлять, чем отличается неразрезная схема работы конструкций от распорной и какие условия и свойства являются необходимыми и достаточными для реализации той или иной схемы.

Общеизвестно, что в балочных конструкциях при поперечном изгибе происходит поворот опорных сечений, укорочение верхних граней и удлинение нижних, вызывая их горизонтальное смещение. Наложение ограничений на это смещение приводит к возникновению распора, впервые выявленным в 1938 году А.А. Гвоздевым и изучавшимся многими авторами [4, 5, 6, 7]. В работе [4] появление распора объясняется образованием к моменту разрушения балок и плит пластических шарниров (трещин) на опорах и в пролете, за счет чего происходит удлинение их геометрической оси [5, 6]. В [7] содержится вывод о том, что при ограниченном армировании опорных сечений заземленных балок, в том числе в узлах с ограниченной несущей способностью, следует учитывать возможность возникновения распорных усилий при условии восприятия их опорными конструкциями. Следовательно, при рассмотрении схемы работы конструкций при изгибе следует иметь ввиду следующие предпосылки. Если укорочению верхних граней при повороте опорных сечений не препятствуют (отсутствуют) горизонтальные связи, воспринимающие растягивающие усилия, или эти связи настолько незначительны, что ими можно пренебречь, то конструкция при изгибе под нагрузкой будет работать с распором. Возникающий при этом опорный изгибающий момент

определяется равнодействующей усилия горизонтального давления сжатой части бетона относительно геометрической оси (распорная система). Наоборот, введение по высоте торцевого сечения горизонтальных связей, воспринимающих усилия растяжения, например, верхней арматуры, либо иных соединений, жестко сопряженных с изгибаемой конструкцией, превращает распорную систему в неразрезную, т.к. опорный момент от внешней нагрузки в сечении воспринимается парой сил. При этом в обоих случаях опоры должны быть несмещаемыми и обеспечивать сопротивление действующим усилиям (кручению с изгибом, продольным и поперечным силам). На схеме (рис. 1) представлен принцип классификации изгибаемых элементов на распорные и неразрезные системы в зависимости от условий опорных закреплений.

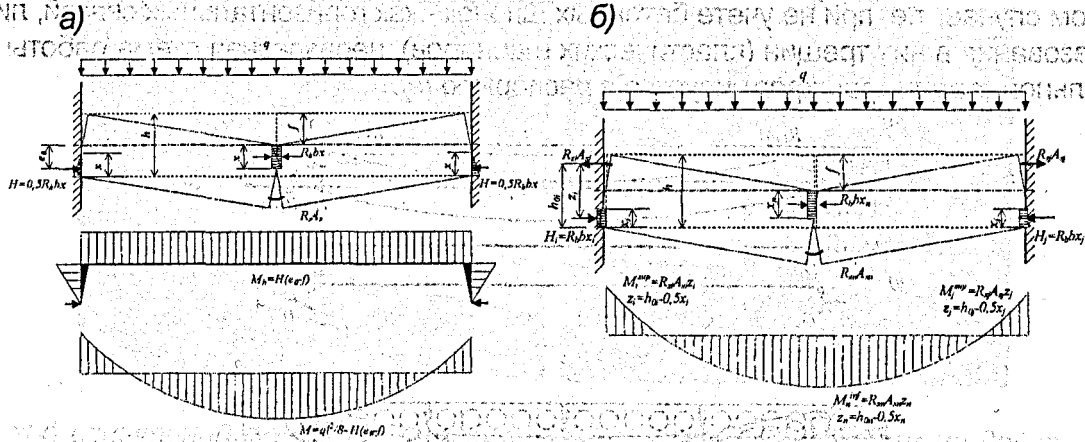


Рис. 1.

Принцип классификации изгибаемых элементов на распорные и неразрезные системы в зависимости от условий опорных закреплений
 а – распорная система, б – неразрезная система

На схеме, изображенной на рис. 1а видно, что изгибаемая конструкция, вплотную прилегающая к опорам с односторонне сжимаемой горизонтальной связью, при изгибе под нагрузкой своими торцами оказывает давление на опоры, встречая при этом реакцию распора H . В этом случае на опорах возникают отрицательные изгибающие моменты M_0 , которые разгружают пролетные, однако из-за отсутствия двухсторонних горизонтальных связей между конструкцией и опорами представить эти моменты парой сил не представляется возможным. Такая система может быть классифицирована как распорная, а ее расчетная схема аппроксимирована стержневым или плитно-оболочечным конечным элементом с эксцентричной передачей на опорные конструкции усилий от горизонтального распора по торцам. В неразрезной же системе (рис. 1б) опорные моменты $M_0^{sup} = R_A A_s z_j$ и $M_0^{inf} = R_B A_s z_j$ из условий равновесия сечений можно представить парами сил, действующих в двухсторонних горизонтальных связях. При этом плечо внутренних пар сил в зависимости от армирования и высот сжатых зон в рассматриваемых сечениях отыскиваются по выражениям: $z_j = h_0 - 0,5x_j$; $z_j = h_0 - 0,5x_j$.

Таким образом, с учетом изложенного можно предположить, что распорными следует считать однопролетные изгибаемые конструкции с односторонне сжимаемыми горизонтальными связями по их боковым граням, приложенными к несмещаемым опорам с эксцентриситетом относительно срединной плоскости, а неразрезными – изгибаемые конструкции с двухсторонними растянуто-сжатыми горизонтальными связями в опорных сечениях.

Согласно такому определению, становится очевидным, что сборные плиты в составе плоских сборно-монолитных дисков перекрытий работают по неразрезно-распорной схеме. Причем в эксплуатационной стадии неразрезность системы проявляется в продольном (рабочем) направлении плит, за счет их жесткого сопряжения с монолитными ригелями на

шпонках (многопустотные плиты) либо выпусках арматуры из плит сплошного сечения, а распорная – в поперечном направлении. На рис. 2 представлены схемы продольного (а) и поперечного (г) деформирования сборно-монолитного диска перекрытия из многопустотных плит и соответствующие им идеализированные продольно-поперечные аппроксимации плит стержневыми либо плитными конечными элементами, адекватные условиям их работы. При продольном изгибе (а) бетонные шпонки, входящие в пустоты, работают на срез с отрывом и представляют собой двухсторонние горизонтальные связи по торцам плит. Расчетная схема плиты вдоль рабочего пролета в этом случае может быть представлена стержнем (б) с жесткими узлами. Такая схема реализуется до образования трещин в бетонных шпонках, что является необходимым и достаточным условием работы плит по неразрезной схеме. В противном случае, т.е. при неучете бетонных шпонок - как горизонтальных связей, либо после образования в них трещин (пластических шарниров), неразрезная схема работы плит в запредельной стадии трансформируется в распорную (в).

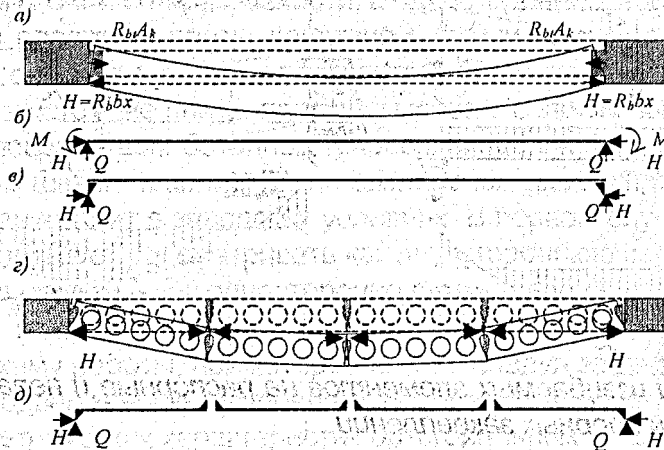


Рис. 2.

Схемы продольно-поперечного деформирования сборно-монолитного диска перекрытия из многопустотных плит и примеры их расчетных ортогональных аппроксимаций стержневыми конечными элементами

а) продольное деформирование плит; б) неразрезная расчетная схема плиты вдоль ее рабочего пролета; в) распорная схема работы плиты при неучете бетонных шпонок в качестве горизонтальных связей; г) поперечное деформирование диска перекрытия в пределах ячейки каркаса; д) распорная аппроксимация пакета плит в поперечном направлении диска дискретными эксцентрично опертыми элементами

Характер деформирования диска перекрытия в поперечном направлении плит (г) представляется распорным в чистом виде, т.к. бетон межплитных швов на растяжение не работает и является связью плит, представляющей собой одну сторону сжимаемой горизонтальной связи, а расчетные схемы плит в поперечном направлении представляются дискретными стержнями с эксцентричной передачей распорных усилий на смежные элементы (д).

Для подтверждения вышеизложенных предположений и исследования условий возникновения распорных усилий при изгибе многопустотных плит от действия вертикальной нагрузки, в БелНИИС были проведены испытания двух серий опытных образцов.

Первая серия состояла из двух отдельных сборных многопустотных плит, испытанных по балочной схеме при свободном опирании, причем одна из плит была выполнена с добетонированными по торцам участками монолитных ригелей, сопряженных с плитой на бетонных шпонках и выпусках рабочей арматуры.

Вторая серия также состояла из двух плит, испытанных по балочной схеме, но с упорами по торцам, объединенными в одном случае стальными затяжками, а в другом - связываемыми ригелями, образующими с участками монолитных ригелей по торцам плиты железобетонную обойму. При этом плита в обойме с монолитным железобетоном была объединена только по торцам посредством бетонных шпонок.

При испытании плиты в стальных упорах, было установлено, что в нижней части опорных сечений (рис. 3) возникает реактивное распорное усилие, повышающее несущую способность. Это подтверждается графиками роста прогибов и величины распора, измеренного кольцевыми протарированными динамометрами (рис. 4).

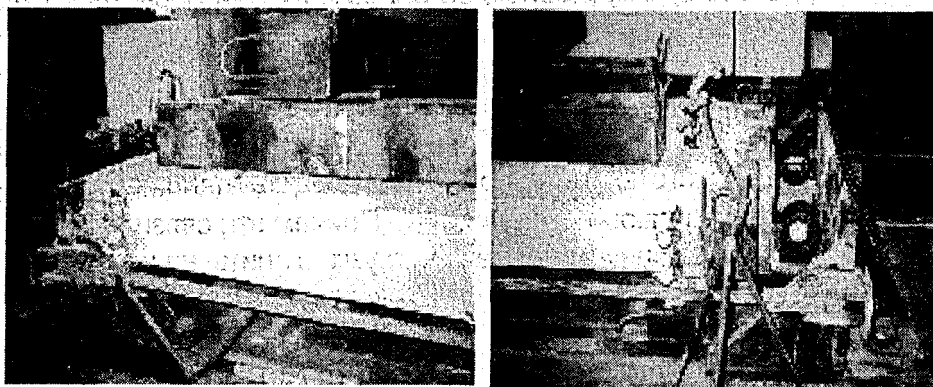


Рис.3. Общий вид испытаний многоспустотной плиты с упорами по торцам на действие вертикальной нагрузки

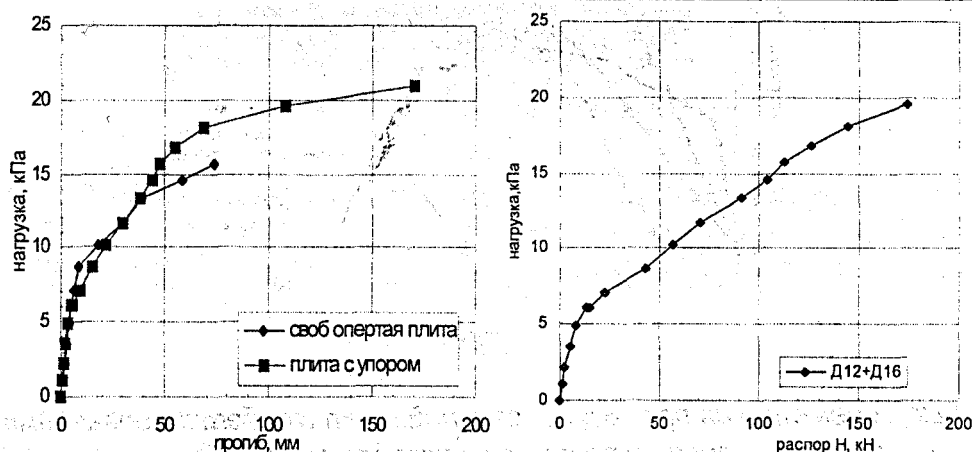


Рис 4. Вертикальные перемещения плит под нагрузкой и изменение величины горизонтальной реакции распора H плиты, испытанной в стальных упорах

Первые трещины с шириной раскрытия $a_{от} = 0,05$ мм образовались при нагрузке $q = 10,23$ кПа. По контактам торцов плиты и упоров вследствие отсутствия между ними горизонтальных связей, воспринимающих растягивающие усилия, образовались зазоры шириной раскрытия по верхней грани от 0,3 0,6 мм до 5,64 мм перед разрушением. Это свидетельствует о повороте опорных сечений плиты с образованием пластических шарниров, которые являются условием возникновения горизонтального распорного усилия.

До появления трещин влияние горизонтального распора H (рис. 4) на жесткость плиты на первых ступенях нагружения было незначительным, что можно объяснить податливостью опор. После обжатия контактов по торцам плиты и образования трещин в пролетных сечениях плиты происходил более интенсивный рост усилия распора, величина которого к

концу нагружения достигла значения $H = 174,6$ кН. Нагрузка на плиту при этом составила $q = 19,55$ кПа, что на 24,4 % превышает нагрузку $q = 15,72$ кПа, полученную при испытании плиты по балочной схеме.

Из этого следует, что при продольном изгибе плит, зажатых торцами в упруго податливых опорах, их несущая способность увеличивается примерно на 25 % за счет влияния внутреннего распора, а опорные изгибающие моменты, разгружающие пролетные, можно представить распорным усилием H , приложенным к упорам с эксцентриситетом e_0 относительно срединной поверхности. Данным опытом подтверждается распорная схема работы плиты с односторонними горизонтальными связями по торцам, воспринимающими усилия сжатия, что является достаточным условием ее аппроксимации расчетной схемой, приведенной на рис. 2в.

При испытаниях плиты с добетонированными по торцам участками монолитных ригелей и такой же плиты с упором торцами в железобетонную обойму из несущих и связевых ригелей 9 был установлен характер работы плиты по неразрезной схеме (рис. 5), т.к. бетонные шпонки, входящие в пустоты плиты по торцам представляли собой горизонтальные связи, воспринимающие растягивающие усилия 10. Причем эти связи были настолько значительными, что обеспечивали полную передачу нагрузки с плиты на незагруженные ригели с вовлечением их в работу и передачей усилий крутящих моментов, от которых впоследствии произошло разрушение торцевых ригелей обоймы.

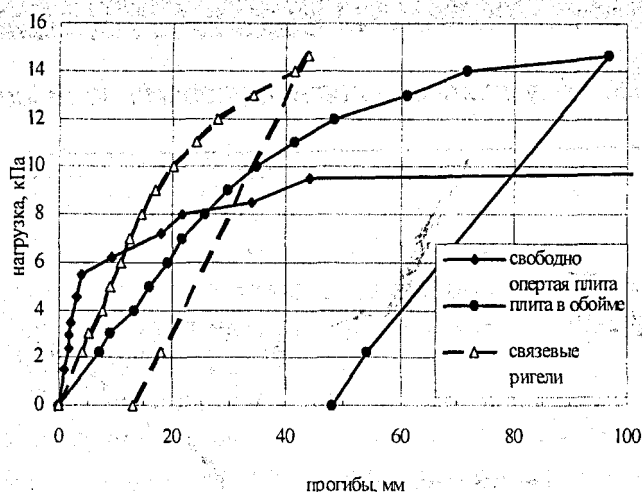


Рис. 5.

Вертикальные перемещения пролетных сечений плит с добетонированными по торцам участками монолитных ригелей и плиты в железобетонной обойме.

Прочность шпоночных сопряжений определялась по результатам испытаний 10 с учетом возможных форм поперечного сечения, приведенных в таблице.

Из таблицы следует, что наилучшую сходимость с опытом дает форма поперечного сечения, включающая полное сечение шпонок и часть плиты, расположенную ниже центра сопротивления сечения. При этом адгезия сборного бетона плиты и монолитного бетона ригелей не учитывается. Следовательно, в расчете 11 шпоночного сопряжения плиты с ригелем следует учитывать работу бетонных шпонок как изгибаемого бетонного элемента сечением соответствующей формы (рис. 6).

В расчетах на упругой стадии и отсутствии трещин в шпоночном соединении расчетная схема плиты в продольном направлении имеет вид согласно рис. 2б.

Таблица.

Результаты определения прочности шпоночного соединения многопустотной плиты с монолитным ригелем на действие изгибающего момента

Форма поперечного сечения шпоночного сопряжения	M_{ult} кНм	W м ³	W^{sup}_{pl} м ³	σ_{bt} , МПа	R_{bt} , МПа	σ_{bt}/R_{bt}
	22.73	$9.61 \cdot 10^{-3}$	$16.45 \cdot 10^{-3}$	1.38	3.87	0.356
	22.73	$2.368 \cdot 10^{-3}$	$4.736 \cdot 10^{-3}$	4.8	3.87	1.238
	22.73	$3.374 \cdot 10^{-3}$	$5.9045 \cdot 10^{-3}$	3.85	3.87	0.993

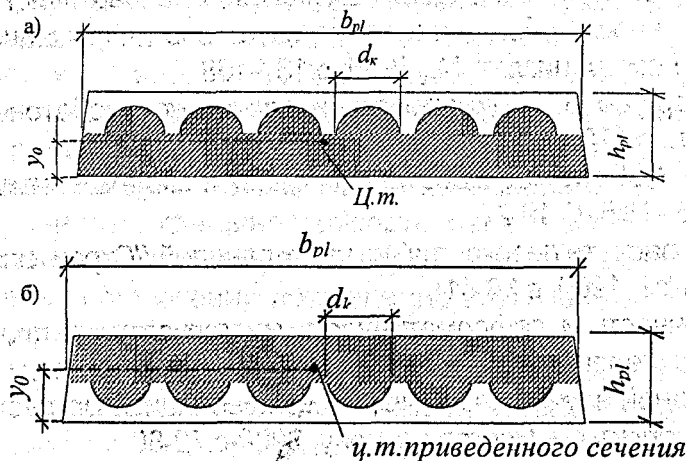


Рис. 6.

Формы поперечного сечения шпоночного сопряжения многопустотной плиты с монолитным ригелем, учитываемые в расчете по прочности при вычислении моментов сопротивления относительно верхней W^{sup}_k (а) и нижней W^{inf}_k (б) растянутых граней.

ВЫВОДЫ

1. При изгибе под нагрузкой многопустотных плит, упертых торцами в упруго податливые опоры, ограничивающие горизонтальное смещение нижних и допускающие свободное перемещение верхних частей опорных сечений при их повороте, несущая способность увеличивается примерно на 25% за счет влияния внутреннего распора.
2. Шпоночное сопряжение торцов многопустотных плит с монолитными железобетонными ригелями представляет собой двухстороннюю связь, воспринимающую опорный изгибающий момент и поперечную силу и придает системе «плита-ригель» свойство неразрезности до исчерпания прочности бетона шпонок на растяжение.
3. В плоском сборно-монолитном диске перекрытия распорная схема работы плит под нагрузкой в большей степени реализуется в поперечном направлении, а в продольном направлении – после образования трещин в пролетных и опорных сечениях с выключением в них из работы горизонтальных растянутых связей, создающих неразрезность системы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Патент РФ №2118430. Каркас многоэтажного здания. МКИ⁶ E04B1/18, E04H 9/02. Патентообладатель БелНИИС, БИ № 24, 1998.
2. Семченков А.С. Расчет ригелей и пустотных панелей с учетом совместной работы элементов каркаса. /В сб.: Экспериментальные и теоретические исследования сборных железобетонных конструкций. М., Госгражданстрой, 1983, с.41-61.
3. Айвазов Р.Л. Сборное панельное перекрытие, опертное по контуру. Теоретические исследования // Пространственная работа железобетонных конструкций.-Сб.№90.- МИСИ, 1970,- с.77-87.
4. Крылов С.М. Экспериментальное исследование работы железобетонных перекрытий каркасных зданий. /В кн. Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций// труды НИИЖБ, вып.4, под ред.А.А.Гвоздева, Госстройиздат, М., 1959, с.276-334.
5. Зайцев Л.Н. Влияние распора на распределение усилий, несущую способность и деформативность статически неопределимых железобетонных балок. /В кн. Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно напряженных конструкций. Под ред.А.А.Гвоздева, Госстройиздат, М., 1965, с.137-168.
6. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1974 г., с.175.
7. Краснощеков Ю.В. Работа железобетонных балок с заземленными концами. //Бетон и железобетон.-1993.- №5.-С.19-21.
8. Кондратьев Р.Б. О расчете перекрытий из узких панелей. //Строительная механика и расчет сооружений. - №2, 1960, с.36-41.
9. Белевич В.Н. Прочность и деформативность многопустотных плит в составе сборно-монолитного диска перекрытия. //Бетон и железобетон в третьем тысячелетии: Материалы международной научно-практической конференции/Ростовский государственный строительный университет – Ростов-на-Дону, 2000-с.72-80.
10. Белевич В.Н. Прочность шпоночных сопряжений многопустотных плит в сборно-монолитном диске перекрытия каркаса //Материалы IV научно-технической конференции «Строительство в сейсмичных районах Украины». КиевЗНИИЭП, Ялта, 1999г, с.258..263.
11. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия Б1.020.1-7. Сборно-монолитная каркасная система МВБ-01 с плоскими перекрытиями для зданий различного назначения: БелНИИС. Указания по проектированию.- Мн.:Минсктиппроект, 1999.

Будюк В.Д.

ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ЕМКОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

На многих объектах строительства в системах водоснабжения, канализации, теплоснабжения, в качестве резервуаров для хранения жидких материалов возводятся емкостные сооружения. Преимущественно сооружения проектируются прямоугольного в плане очертания из сборных плоских стеновых элементов. В таких конструктивных системах стенка работает как балка с пролетом на высоту сооружения и испытывает одноосное напряженное состояние, в силу чего вертикальный стык сборных стеновых элементов не испытывает каких-либо усилий, что существенно упрощает его устройство. В сооружениях цилиндрической формы стенка испытывает объемно-напряженное состояние, что позволяет с максимальным эффектом использовать прочностные свойства материала. В отличие от систем прямоугольного очер-

тания в цилиндрических усилия зависят не только от высоты сооружения, но и от его диаметра. Вот почему такая форма сооружений наиболее экономична при вместимости сооружений до 3,5 тыс. куб. метров. До 50-х годов емкостные сооружения возводились преимущественно цилиндрической формы из монолитного железобетона. Развитие сборного железобетона способствовало вытеснению этой экономичной формы сооружения, так как объединение в единую систему отдельных элементов в условиях строительной площадки вызывало значительные трудности из-за необходимости осуществлять преднапряжение арматуры в построечных условиях и последующую ее защиту с целью обеспечения трещиностойкости конструкций и непроницаемости сооружения.

Коренным образом изменяются подходы к проектированию емкостных сооружений при использовании напрягающего бетона. Основной отличительной его особенностью является возможность создания преднапряжения сжатия в элементах любой конфигурации. При этом за счет энергии расширения напрягающего цемента формируется очень плотная структура бетона, обеспечивающая ему высокую водо-, газо-, бензонепроницаемость, а также морозостойкость. Использование напрягающего бетона в емкостях цилиндрической формы преимущественно для заделки стыков между сборными элементами позволяет возродить эту экономичную конструктивную систему, сохранив при этом индустриальные методы ее возведения. Использование в стыках напрягающего бетона марки по самонапряжению Sp4 может обеспечить расчетную прочность, трещиностойкость и водонепроницаемость сооружений при толщине стенки 0,14 м, диаметром до 30 м и высотой до 4,8 м. При сравнительно небольших размерах сооружений применение в стыках напрягающего бетона целесообразно по конструктивным соображениям.

Конструктивная схема, разработанная на основе изложенных подходов, представлена на рис. 1. Сборные железобетонные стеновые панели выпукло-вогнутой формы с пятой объединяются в пространственно работающую систему петлевыми безсварными стыками, омоноличиваемыми водонепроницаемым бетоном на напрягающем цементе. В результате его расширения возникает напряженный контакт между сборными элементами и бетоном омоноличивания, что исключает необходимость традиционной трудоемкой навивки на стенку преднапряженной арматуры. Днище омоноличивается обычным бетоном. Покрытие представляет полигональную конусообразную оболочку, составленную из сборных плоских ребристых плит трапецевидной формы, монтируемых на временную центральную стойку. Кольцевые ребра плит соединяются между собой омоноличиваемыми петлевыми выпусками арматуры, образуя опорное кольцо. Радиально расположенные ребра шарнирно сопрягаются с монолитным центральным кольцом и испытывают преимущественно сжатие. Полки плит шарнирно сопрягаются между собой и работают на местный изгиб.

Выполненные в НИЛ самонапряженных конструкций Брестского технического университета совместно с НИИЖБ (г. Москва) исследования позволили разработать методику расчета и конструирования безсварных петлевых стыков, как основного конструктивного элемента таких систем. Многочисленные испытания натуральных сооружений показали их надежную работу на действие статической нагрузки, а также высокую водонепроницаемость всех элементов.

Реализацией разработанных конструктивных систем почти 10 последних лет занимается частное унитарное внедренческое научно-производственное предприятие "Брестстройнаука". Используя научный потенциал НИЛ самонапряженных конструкций, создав собственную производственную базу, предприятие работает по принципу "под ключ", разрабатывая идею конкретного проекта, проектно-сметную

документацию на строительство, изготавливает изделия, осуществляет весь комплекс строительно-монтажных и пуско-наладочных работ, осуществляет мониторинг действующих объектов.

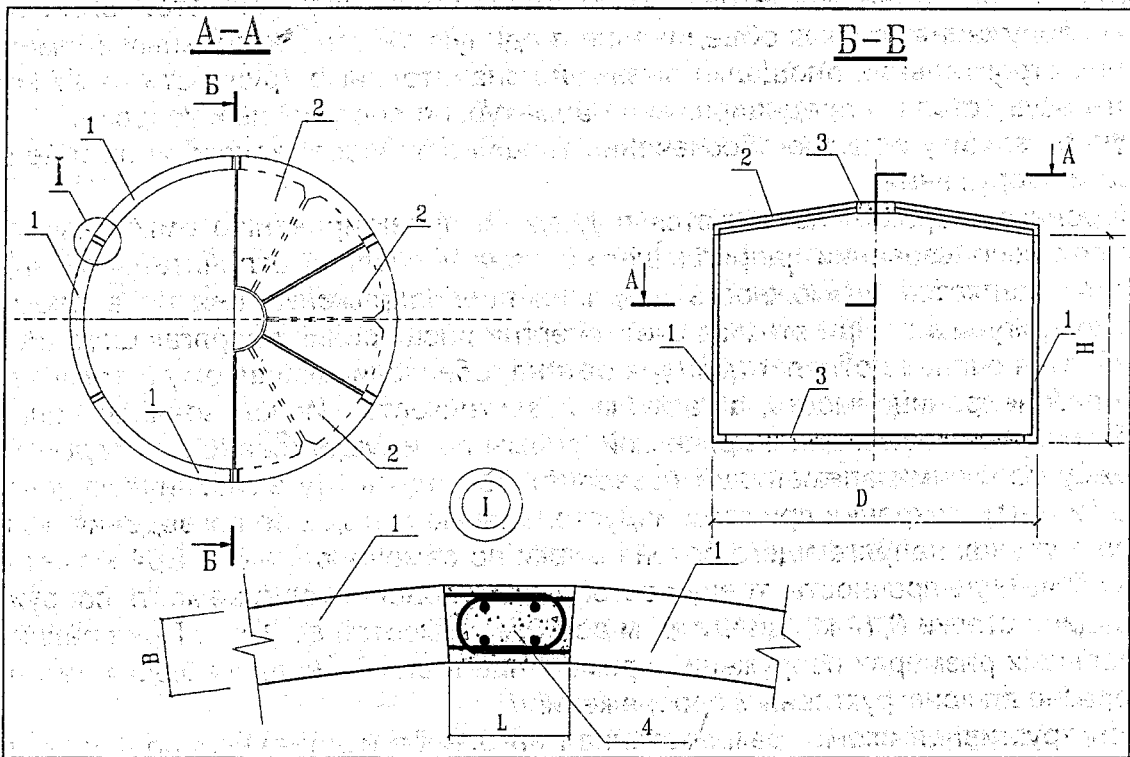


Рис. 1.

Конструктивная схема разработанных цилиндрических емкостных сооружений:

- 1 – сборная стеновая панель; 2 – сборная плита покрытия;**
3 – монолитный железобетон; 4 – напрягающий бетон

Экономичность, индустриальность, надежность конструктивной схемы в виде сборно-монолитной цилиндрической оболочки позволяют постоянно расширять области ее применения. На диаграммах рис. 2 представлены технико-экономические показатели по некоторым наиболее широко применяемым сооружениям в сравнении с аналогом. В качестве аналогов приняты резервуары по т.п. 901-4-58.83, очистные сооружения по т.п. 902-2-409.86 (410.86, 411.86, 416.86), теплокамеры по индивидуальному проекту из монолитного железобетона. Как видно из представленной диаграммы, наибольшая экономия материалов и трудозатрат, снижение сметной стоимости строительства достигаются в очистных сооружениях, где предложенные конструктивные решения сочетаются с современной технологией очистки сточных вод от взвешенных веществ и нефтепродуктов. Поточно-агрегатная технология производства сборных железобетонных элементов стен и покрытий сооружений позволяет в каждом конкретном случае их использования выбирать оптимальные размеры по высоте и диаметру в соответствии с назначением.

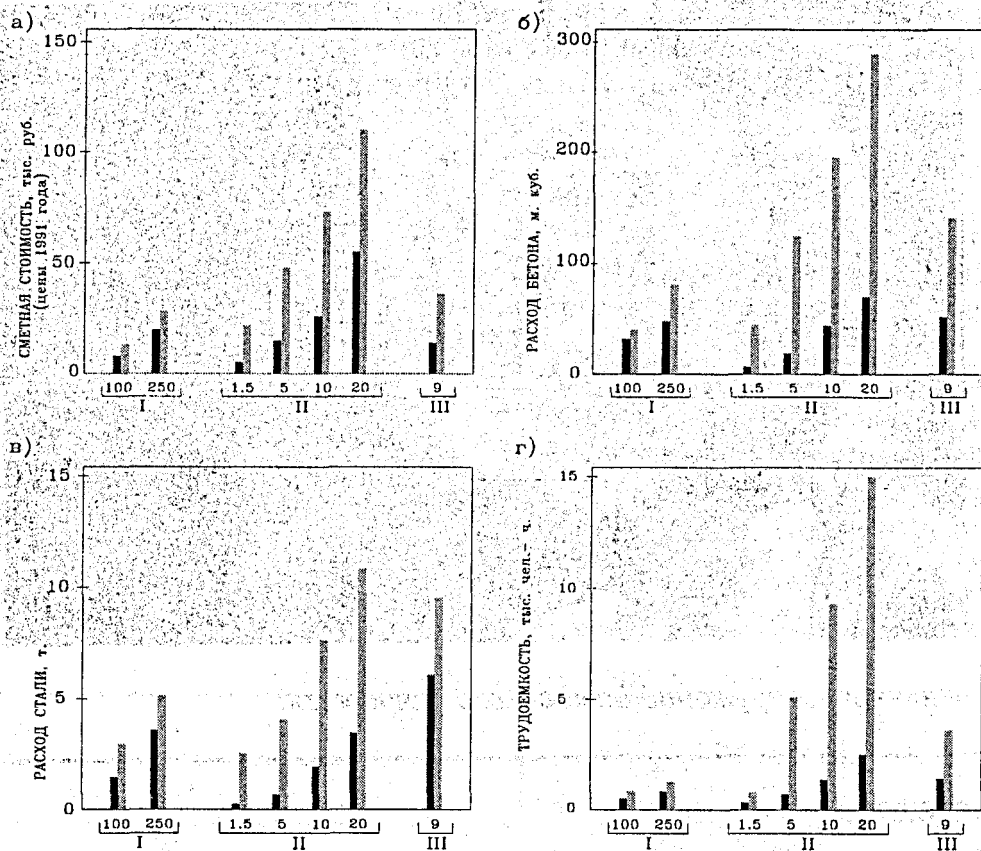


Рис. 2.

Технико-экономические показатели разработанных емкостных сооружений (темное) в сравнении с аналогами (светлое)

I – резервуары вместимостью, м. куб.; II – сооружения очистки от взвешенных веществ и нефтепродуктов производительностью, л/с; III – теплокамеры диаметром, м.

На рис.3 представлен процесс возведения очистных сооружений дождевых сточных вод диаметром 6 м, высотой 4,2 м производительностью 10 л/с в условиях стесненности строительной площадки и высокого уровня грунтовых вод, когда единственно возможным вариантом укрепления откосов и ограничения попадания грунтовой воды в котлован явилось шпунтовое ограждение.

Разработанная и достаточно апробированная конструкция цилиндрических сборно-монолитных емкостных сооружений с использованием в стыках напрягающего бетона может быть использована при проектировании многих других сооружений, что обеспечит существенную экономию денежных средств, материалов и трудовых ресурсов.

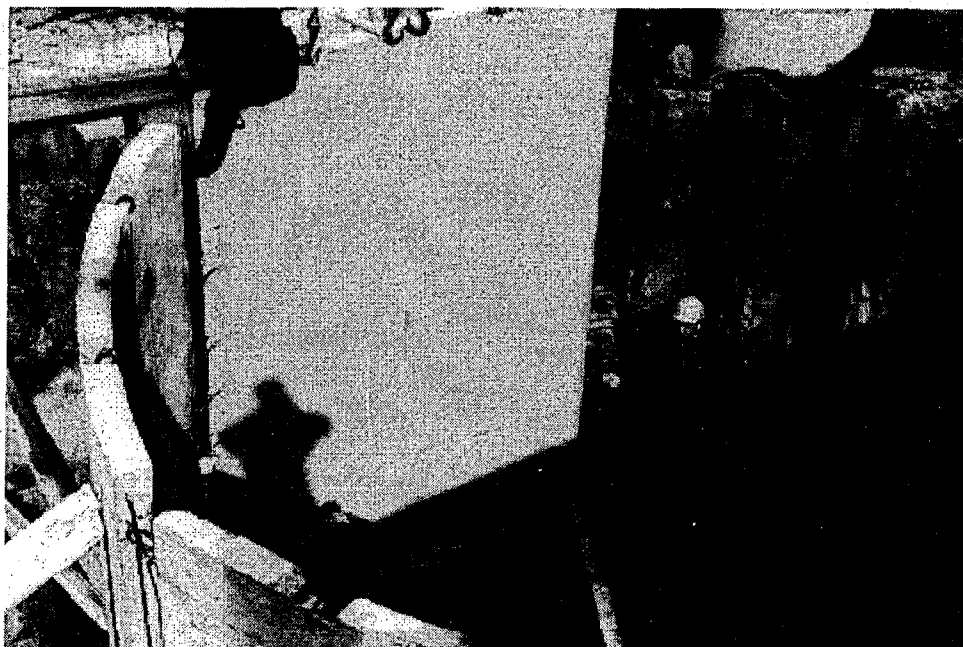


Рис. 3.
Возведение очистных сооружений дождевых сточных вод

УДК 624.073:666.973.6

Галкин С.Л.

ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ПЛИТ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА В СОСТАВЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

Проектирование конструкций, воспринимающих поперечную нагрузку, из ячеистого бетона, имеет ряд особенностей, обусловленных деформационно-прочностными характеристиками этого материала. Ввиду относительно невысокой прочности и повышенной деформативности ячеистого бетона по сравнению с бетонами плотной структуры увеличение процента армирования изгибаемых элементов не позволяет адекватно увеличить их несущую способность и жесткость. Указанный фактор нашел свое отражение в нормах ФРГ [2], согласно которым предельные относительные деформации сжатой зоны ограничены величиной $0,002$. В этом случае максимальная полезная нагрузка на плиту из ячеистого бетона с прочностью 5 МПа при расчетном пролете $5,8$ м и толщине 250 мм в соответствии с DIN 4223 составит 3 кПа при обеспечении нормируемых прогибов. Похожие результаты можно получить, проектируя плиту с аналогичными параметрами по действующим в Республике Беларусь строительным нормам [1].

Указанные обстоятельства накладывают достаточно жесткие ограничения на область применения ячеистобетонных плит перекрытий, в том числе выпускаемых Заводом строительных конструкций "Забудова" (п. Чисть Минской обл.) по технологии фирмы "Hebel" (ФРГ). Однако следует отметить, что сказанное выше справедливо при сопротивлении плит нагрузке при их независимой работе. Результаты исследований [3, 4, 7] свидетельствуют о том, что обеспечение совместной работы плит путем замоноличивания швов и создания условий для возникновения продольного и поперечного распора может существенно повысить несущую способность и жесткость плит в составе диска перекрытия.

В данной статье представлены результаты исследований сопротивления дисков перекрытия и отдельных ячеистобетонных плит (плиты испытывали с различными условиями опирания) вертикальной (поперечной) нагрузке, выполненных под руководством директора БелНИИС, научного руководителя автора статьи, канд. техн. наук А.И. Мордича.

Цель исследований состояла в определении несущей способности, трещиностойкости и жесткости диска перекрытия из ячеистобетонных плит и сравнении полученных результатов с результатами испытаний отдельных плит. Отдельные плиты испытывали по схеме свободного опирания (балочная схема) и с ограничением перемещений торцовых граней.

Диски перекрытия состояли в первом случае из семи, а во втором - из восьми плит (рис. 1), объединенных по периметру монолитным армированным контуром. Швы между плитами, образованные профилями боковых граней, замоноличивали тяжелым бетоном, применявшимся для устройства контура. Характеристики бетона и арматуры, параметры сечений плит, размеры дисков в плане и другие исходные данные представлены в табл. 1, 2. Поперечные сечения плит представлены на рис. 2.

Таблица 1.

Параметры плит перекрытий

Тип плиты	Длина/пролет l/l_{eff} , мм	Ширина b , мм	Толщина h , мм	Бетон		Арматура							
				R_c , МПа	E_b , МПа	в сжатой зоне			в растянутой зоне				
						n	d	R_s , МПа	E_s , МПа	n	d	R_s , МПа	E_s , МПа
1	4180/3970	598	300	7,6	2980	4	6	550	200000	4	8	420	200000
2	4180/4000	599	250	4,8	1720	4	6	450	175000	5	8	450	175000

Таблица 2.

Конструктивные параметры дисков перекрытий

№ диска	Основные габаритные размеры диска			Бетон контура		Арматура контура			
	l_1/l_2	толщина h_c , мм	ширина сечения монолитного контура b_c , мм	R_c , МПа	E_b , МПа	n	d	R_s , МПа	E_s , МПа
1	1,04	300	100	20,0	26500	2	8+2 18	420/460	200000
2	1,20	200	100	50,0	40000	2	16	470	184000

Плиты типа 1 в количестве 2 шт. испытывали по балочной схеме (1 плита) и с упором торцовых граней (1 плита). Усилие распора, возникающего по торцам плит, измеряли кольцевыми динамометрами, расположенными на уровне центра тяжести растянутой арматуры. Плиты типа 2 (2 образца) испытывали только по балочной схеме.

Нагрузку на плиты передавали в четырех точках, равномерно расположенных по длине.

Опирание дисков выполняли следующим образом. Торцовые грани плит были заведены на сплошные жесткие опоры на глубину 150 мм. Опирание плит на опоры выполняли по слою раствора толщиной 15 мм. По верхним граням этих опор впоследствии был устроен монолитный контур. Опоры дисков в перпендикулярном направлении располагали дискретно - по оси продольных элементов обвязочного контура в плоскости приложения сосредоточенных сил.

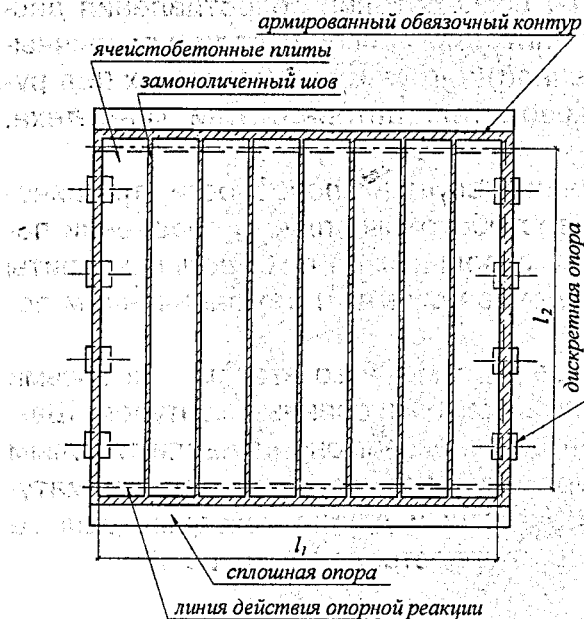


Рис. 1.
Конструкция сборно-монолитного диска (план)

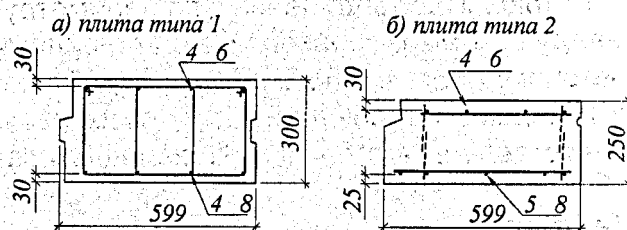


Рис. 2.
Поперечные сечения плит

В процессе испытаний плит и дисков перекрытий измеряли относительные деформации бетона и арматуры в нормальных сечениях, а также прогибы плит в середине и четвертях пролета. Кроме того, выполняли контроль деформаций бетона и арматуры обвязочного контура.

Отдельные плиты и диск №1 испытывали однократно, доводя конструкции до полного разрушения. Диск №2 испытывали по трем схемам нагружения и опирания. После испытаний диска №2 по 1-й и 2-й схемам его полностью разгружали до стабилизации обратимых деформаций. В процессе испытаний по 3-й схеме диск №2 довели до полного разрушения.

Разрушение плиты типа 1, испытанной по балочной схеме, произошло при величине эквивалентной равномерно распределенной нагрузки $q_{1.1u} = 24,3$ кПа из-за текучести растянутой арматуры. Наибольшие относительные деформации бетона сжатой зоны и растянутой арматуры перед разрушением составили соответственно $\epsilon_c = 55 \cdot 10^{-5}$ и $\epsilon_s = -200 \cdot 10^{-5}$ (здесь и далее деформации укорочения приняты положительными, деформации удлинения - отрицательными). Прогиб плиты в середине пролета (рис. 3) перед разрушением составил $f_{1.1u} = 52$ мм, или $1/76 l_{eff}$ (l_{eff} - расчетный пролет плиты).

Разрушение плиты типа 1, испытанной с упором торцов [5], произошло при эквивалентной равномерно распределенной нагрузке $q_{1.2u} = 43,2$ кПа из-за текучести продольной арматуры и сопровождалось дроблением бетона сжатой зоны. Наибольшие относительные деформации бетона сжатой зоны и растянутой арматуры перед разрушением составили соответственно $\epsilon_c = 320 \cdot 10^{-5}$ и $\epsilon_s = -910 \cdot 10^{-5}$. Характерно, что после достижения относительными деформациями растянутой арматуры величины, соответствующей пределу текучести, плита сохраняла несущую способность за счет работы сжатой зоны бетона. Прогиб плиты (рис. 3) перед разрушением составил $f_{1.1u} = 49$ мм, или $1/81 l_{eff}$.

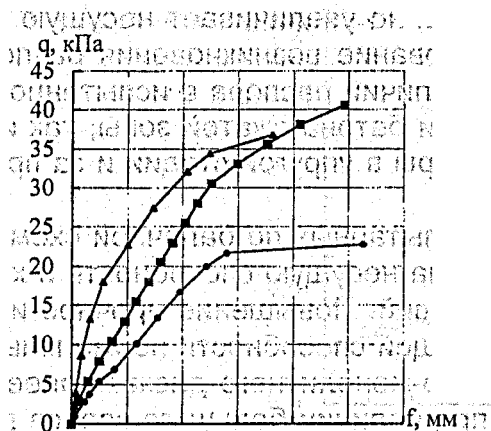


Рис. 3. Прогибы плит типа 1 в середине пролета

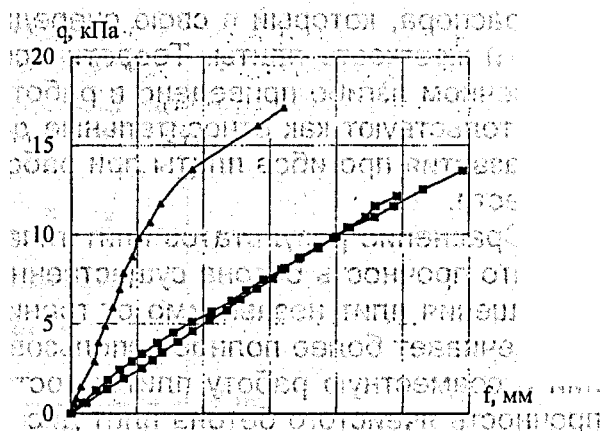


Рис. 4. Прогибы плит типа 2 в середине пролета

Плиты типа 2 разрушились по наклонным сечениям при эквивалентной равномерно распределенной нагрузке $q_{2,1,u} = 15,0$ кПа и $q_{2,2,u} = 20,0$ кПа. Наибольшие относительные деформации бетона сжатой зоны и растянутой арматуры перед разрушением составили: в первой плите — $\epsilon_c = 160 \cdot 10^{-5}$ и $\epsilon_s = -227 \cdot 10^{-5}$, во второй плите — $\epsilon_c = 173 \cdot 10^{-5}$ и $\epsilon_s = -173 \cdot 10^{-5}$. В обоих случаях растянутая арматура в нормальном сечении работала в упругой стадии. Прогиб первой плиты (рис. 4) в середине пролета перед разрушением составил $f_{2,1u} = 29,5$ мм, или $1/136 l_{eff}$, второй плиты при нагрузке 12,2 кПа (61% от разрушающей нагрузки) — $f_{2,2u} = 24,6$ мм, или $1/163 l_{eff}$.

Разрушение диска №1 произошло при эквивалентной равномерно распределенной нагрузке $q_{1d,u} = 38,0$ кПа вследствие разрыва арматуры в углах обвязочного контура. Разрушение диска сопровождалось интенсивным образованием новых и раскрытием образовавшихся ранее трещин в плитах. В крайних плитах образовались также трещины, расположенные под углом 30-60° к продольной оси плит, характерные для сплошных плит при разрушении типа "конверт".

Несмотря на нелинейный характер изменения прогибов средней плиты диска по мере увеличения нагрузки, их резкое нарастание началось при нагрузке 34,9 кПа, при которой в углах обвязочного контура образовались трещины. При этом же уровне нагрузки прогиб средней плиты (рис. 3) был равен $1/170 l_{eff}$. Характерно, что при этой величине прогиба началась текучесть арматуры в плите, испытанных отдельно. Характер сопротивления диска №2 прикладываемой нагрузке был во многом аналогичен работе диска №1. При нагрузке 16,1 кПа в обвязочном контуре вблизи углов образовались трещины, имевшие незначительный наклон к вертикали. Следует отметить, что интенсивность нарастания прогибов увеличилась при нагрузке 11,7 кПа.

Разрушение диска №2 произошло при нагрузке $q_{2d,u} = 18,2$ кПа вследствие исчерпания наклонным сечением несущей способности в одной из средних плит диска. Разрушение средней плиты сопровождалось срезом бетона отдельных средних и обеих крайних плит вблизи замоноличенных швов. Прогиб средней плиты диска (рис. 4) перед разрушением составил $f_{1,1u} = 16,1$ мм, или $1/248 l_{eff}$.

Анализ результатов испытаний плиты типа 1 с упором торцов показал, что ограничение поворота торцовых сечений приводит к возникновению усилий продоль-

ного распора, который в свою очередь существенно увеличивает несущую способность и жесткость плиты. Теоретическое обоснование возникновения распора при поперечном изгибе приведено в работе [6]. О наличии распора в испытанной плите свидетельствуют как относительные деформации бетона сжатой зоны, так и характер развития прогибов плиты при работе арматуры в упругой стадии и за пределом текучести.

Сравнение результатов плит типа 1 и 2, испытанных по балочной схеме, показало, что прочность бетона существенно влияет на несущую способность и характер разрушения плит независимо от граничных условий. Повышение прочности бетона обеспечивает более полное использование несущей способности нормальных сечений и совместную работу плит в составе сборно-монолитного диска. Более низкая прочность ячеистого бетона плит диска № 2 при наличии большого запаса по несущей способности в нормальном сечении явилась причиной разрушения по наклонному сечению средней плиты и швов замоноличивания.

Сравнение характера деформирования плит при различных граничных условиях представлено на рис. 5. Для обобщения результатов всех испытаний сравнение выполнено в относительных показателях. За эталон принимали несущую способность каждой из плит типов 1 и 2, испытанных по схеме свободного опирания, и соответствующие прогибы.

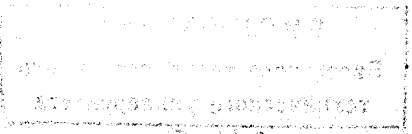
Возникновение продольного распора по торцам при ограничении их поворота уменьшает прогиб на 40 % при увеличении несущей способности плиты на 78 %. Отсутствие пропорциональной зависимости между увеличением прочности и жесткости плит объясняется деформативностью ячеистого бетона и развитием неупругих деформаций.

При совместной работе плит в составе сборно-монолитного диска кроме продольного распора возникает и поперечный распор [4], о котором свидетельствуют трещины в обвязочном контуре, образовавшиеся как на продольных, так и на поперечных гранях диска. Действие распора в двух направлениях позволяет снизить прогибы наиболее деформируемых средних плит диска до 25 % от прогибов отдельных плит, работающих по балочной схеме.

Эффективное действие распора целесообразно учитывать при условии отсутствия трещин в обвязочном контуре. Образование трещин приводит к исчезновению "эффекта обоймы" и развитию процесса разрушения диска. Разрушение диска происходит вследствие истощения плитой несущей способности. Характер потери плитой несущей способности зависит от соотношения прочности нормальных и наклонных сечений.

Выводы

1. Продольный распор в изгибаемых элементах из ячеистого бетона позволяет существенно повысить их несущую способность и жесткость.
2. Распор, возникающий в двух направлениях в сборно-монолитном диске перекрытия за счет сдерживающего влияния обвязочного контура, обеспечивает дополнительное повышение несущей способности и жесткости конструкции.
3. Эффективная работа обвязочного контура ограничивается образованием в нем трещин от внутренних усилий, действующих в плоскости диска. Проектирование контура следует производить из условия обеспечения его трещиностойкости.
4. Учет продольного и поперечного распора при проектировании сборно-монолитных перекрытий с плитами из ячеистого бетона позволяет fuller использовать деформационно-прочностные свойства бетона и рабочей арматуры.



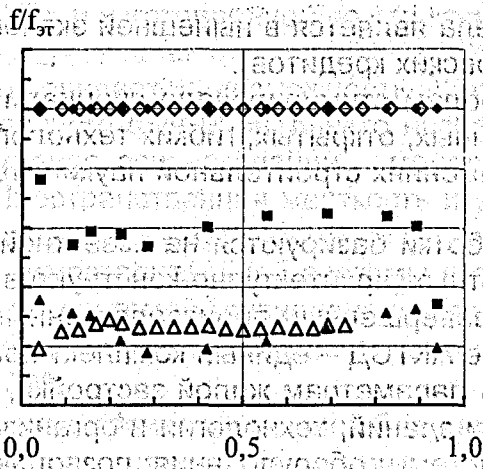


Рис. 5. Сравнение результатов испытаний плит при различных граничных условиях

1. СНиП 2.03.02-84* Бетонные и железобетонные конструкции.
 2. DIN 4223.
 3. Айвазов Р.Л., Лапицкий И.В. Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором // Бетон и железобетон, 1991, №11 - С 7 - 8.
 4. Айвазов Р.Л. Сборное панельное перекрытие, опертое по контуру. Теоретические исследования // Пространственная работа железобетонных конструкций. - Сборник №90. - М.: МИСИ, 1970. - С. 77-87.
 5. Галкин С.Л. Междупэтажные перекрытия из ячеистобетонных плит // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Конструкции зданий и сооружений. методы расчета. Том 1, часть 1. - Минск, 1997. - С. 84 - 95.
 6. Попов Н.Р., Расторгуев Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1974, 207 с.
 7. Семченков А.С., Алексеев О.В. Пространственная работа многупустотных плит безопалубочного формования // Бетон и железобетон, 1987, №7 - С. 8 - 10.

ЛИТЕРАТУРА

Живага Ю.А.

АКТСД «ВАНТ» -

ЖИЛЫЕ И ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ НОВОГО ПОКОЛЕНИЯ

1. Метод, технология, организация проектирования и строительства в рамках

АКТСД «ВАНТ»

Идеология нынешнего массового жилищного строительства базируется на следующих принципах: одни - планируют, другие - заказывают и финансируют, третьи - проектируют, четвертые - строят, пятые - эксплуатируют, шестые - контролируют и надзирают и т.д. и т.п. При этом отсутствует главное - хозяин стройки, а инвестиционный цикл растягивается на длительный период. Особенно нетерпимой такая орга-

низация строительного дела является в нынешней экономической ситуации (инфляция, высокая ставка банковских кредитов).

Понимание этих проблем стимулировало специалистов ЗАО «ВАНТ» к созданию собственных динамичных, открытых, гибких технологических систем домостроения, основанных на достижениях строительной науки и техники. Одной из них является АКТСД «ВАНТ».

Все основные разработки базируются на известной инвестиционной модели – на идее создания целостных архитектурно-конструктивно-технологических систем домостроения (АКТСД) с завершенным производственным циклом и комплектностью жилой застройки. В основе АКТСД – единый комплект проектно-технологической документации, увязанной по параметрам жилой застройки, объемно-планировочным и конструктивным решениям зданий, технологии и организации их возведения, характеристики инженерных систем и оборудования, позволяющий совместить процессы проектирования, производства конструкций, деталей и строительства объектов. Такой организации дела способствует проводимая МАиС РБ политика в строительном комплексе. В едином технологическом цикле решаются все вопросы: от производства строительных конструкций в начале цикла до получения конечной продукции строительного производства – комплексной жилой застройки. Единый комплект документации (ПТК – проектно-технологические комплексы) конкретной АКТСД становятся товарной продукцией, которая может широко распространяться с привязкой к местным условиям. При таком механизме организации строительства жилья для конкретных его потребителей существенно сокращается инвестиционный цикл за счет возможности совмещения во времени многих его составляющих – за счет трех основных факторов:

- сокращения продолжительности работ по каждому этапу;
- решения проблем, связанных с научно-техническим сопровождением создания комплексных АКТСД;
- исследования резервов строительного производства (минимальная зависимость от наличия производственной базы; невысокие первоначальные финансовые инвестиции; короткие сроки развертывания специализированных строительных организаций; относительно низкие требования к квалификации рабочей силы; технологическая гибкость проектных решений и др.)

В рамках рассмотренной домостроительной системы нашей организацией в м.не «Румлево» в г. Гродно осуществляется строительство четырехсекционного 8-10-14-11-этажных жилых домов укрупненных в единый пространственный блок – 120-квартирный жилой дом, в г. Бресте – 2-хсекционного 10-этажного 74-квартирного жилого дома, в июле 2001 г. начинается строительство жилого дома повышенной комфортности с подземной автостоянкой в г. Минске.

АКТСД «ВАНТ» позволяет организовать застройку комплексами домов на 30÷200 тыс.м² общей площади в течении 1÷5 лет. В структуру могут входить 3÷16-этажные дома. Такие комплексы позволяют реализовывать крупные объемы строительства с выразительными градостроительными решениями, наладить поточное строительство. Они могут заменить строительство домов по повторно применяемым проектам и проектам индивидуальных домов одноразового применения.

Застройка комплексами на основе АКТСД «ВАНТ» позволяет быстро реализовать достижения строительной науки и техники, которые при индивидуальном проектировании в силу своей относительной дороговизны не могут найти применения.

2. Архитектурно-строительные решения в АКТСД «ВАНТ»

Несущий остов зданий (колонны, перекрытия) возводится с применением унифицированной комбинированной металлодеревянной оснастки «УКОВАНТ-94», за-

проектированной ЗАО «ВАНТ» и изготовленной по его заказу Молодечненским ЗЛМК из облегченных профилей.

«УКО-ВАНТ-94» обеспечивает возможность строительства жилищно-гражданских объектов различного функционального назначения любой этажности и формы в плане. Конструктивная основа зданий – монолитные колонны и сборно-монолитные перекрытия. Пространственная жесткость и устойчивость таких зданий обеспечивается по хорошо известной схеме рамного каркаса.

Преимущество новой домостроительной системы в сопоставлении с наиболее распространенной в Беларуси системой крупнопанельного домостроения (КПД):

- удельная материалоемкость по расходу основных строительных материалов (металл, сталь) ниже на 25+30%;
- удельные затраты в создание производственной базы ниже в 10 и более раз;
- обеспечивается возможность планировки квартир со свободным построением формы жилого пространства;
- обеспечивается возможность проектирования и строительства жилья не для анонимного, а для конкретного заказчика;
- обеспечивается многовариантность решений по тепловой защите зданий за счет многовариантности проектных решений по ограждающим конструкциям;
- обеспечивается возможность использования конструкций и изделий индустриальных видов домостроения;
- обеспечивается многовариантность планировочных и архитектурных решений жилых домов при ограниченном количестве вариантов конструкций монтажной оснастки (в КПД – ограниченное количество стереотипных планировочных схем, отвечающих строгим экономическим и технологическим требованиям при самых разнообразных конструктивных системах);
- архитектору обеспечивается возможность самовыражения и создания индивидуального облика каждому зданию;
- обеспечивается возможность расширения номенклатуры жилых домов для преодоления нынешней монотонности массовой застройки;
- обеспечивается возможность проектирования и строительства жилья, по своим параметрам устремленного в будущее столетие.

Особое ПРЕИМУЩЕСТВО новой домостроительной системы заключается в том, что для ее создания не требуется отвода земельных участков со всей громоздкой системой согласований и разрешений, устройства инженерных коммуникаций, потребления пара, тепла, воды, газа и т.п. Мощности могут создаваться любых параметров и в короткие сроки (до нескольких месяцев).

Возможно перепрофилирование действующих предприятий стройиндустрии под выпуск конструкций и изделий для строительства жилья с улучшенными потребительскими качествами. АКТСД «ВАНТ» может найти применение в малых городах, не имеющих мощностей КПД.

2.1. Основные принципы архитектурного производства.

2.1.1. Каждому дому индивидуальный облик.

2.1.2. Домостроительные системы, основанные на каркасных рамно-связевых и рамных конструкциях позволяют четко разделить несущие и ограждающие функции основных элементов зданий, обеспечить эффективное решение задач, связанных с оптимизацией структуры квартир в жилых домах.

Важный резерв повышения эффективности жилищного строительства – достижение максимального соответствия структуры строящихся квартир (типов квартир по составу комнат) фактической потребности в них, диктуемой структурой семей.

Отсутствие малых квартир создает диспропорции между квартирным составом жилищного строительства и численным составом семей-очередников, большому перерасходу жилищного фонда при его распределении. Наряду с этим несовершенство существующих подходов, а, точнее, отсутствие строгих методов приведения структуры квартир в соответствие со структурами семей, приводит к периодическому возникновению дефицита то одного, то другого типа квартир.

Если сооружать квартиры строго в соответствии со складывающейся демографической ситуацией, то их ввод увеличится на 12-15% (при любых объемах строительства). Изложенное указывает на чрезвычайную важность рассматриваемой проблемы.

Гибкие планировочные решения, возможность которых обеспечивается в рамках каркасных домостроительных систем, дают возможность в каждом проекте каждого жилого дома проработать ряд вариантов планировки этажа секции, не затрагивающих несущие конструкции и вертикальные коммуникации.

В таком случае варьируемыми жилыми ячейками становятся этажи с различными планировочными решениями и, следовательно, с различным составом квартир.

Гибкая планировка позволяет при меньшем числе проектов получить большое число вариантов структур квартир. Например, в одном эскизном проекте 16-этажного дома предусмотрены 4 типа планировки этажа, а общее число вариантов структур квартир более 20 000. Их них находится оптимальный, соответствующий спросу в текущее время.

Очевидно, наибольший эффект при формировании структуры квартир может быть достигнут при максимальном использовании возможностей как гибкой технологии, так и гибкой планировки одновременно.

Одним из путей решения этой задачи можно считать переход на «гибкую технологию» (или гибкое «производство»), который, прежде всего, означает разделение номенклатуры заводских изделий (на часто сменяемую — изделия фасада и относительно постоянную — перекрытия, лестничные марши, площадки, вентблоки и пр.).

Изменяемая часть касается, в основном, архитектуры здания (экстерьера), которая может иметь индивидуальное решение в каждом проекте, не связанная с заводскими технологиями и необходимостью переоснащения форм для изготовления стеновых панелей. Несущий остов здания возводится с применением различных типов монтажной оснастки (в рассматриваемом случае «УКО-ВАНТ-94»).

Поиск требуемой структуры квартир сводится, в конечном итоге, к варьированию жилыми ячейками, содержащими различные пропорции составов квартир. При гибкой технологии такими ячейками являются дома или секции домов.

2.1.3. Обеспечение возможности создания конкретных проектов совместно с будущими жильцами. В этом стратегия системы — превратить будущего жителя из клиента в активного партнера архитектора.

2.1.4. Общие площади квартир и состав помещений при финансировании строительства из бюджетных источников (социальное жилье) не превышает верхних пределов, установленных действующими нормами проектирования жилых зданий. В остальных случаях архитектор ориентируется на требования заказчиков с учетом конъюнктуры, складывающейся на рынке жилья, но не менее верхнего предела площади квартир, установленных нормами.

2.1.5. При проектировании ограждающих конструкций обеспечивается повышенная тепловая защита жилых зданий (отвечающая современным требованиям).

2.1.6. Конструктивная система позволяет добиваться свободного решения плана здания, осуществлять трансформацию пространства квартир, в том числе и с по-

мощью легких раздвижных перегородок. Планировочный модуль выбирается архитектором.

2.2. Конструктивные решения

2.2.1. Унифицированная комбинированная металлодеревянная оснастка «УКО-ВАНТ-94» обеспечивает возведение жилых и общественных зданий любой этажности и формы в плане – по схеме «плита-столб».

Перекрытия – монолитные и сборно-монолитные (8 видов); колонны монолитные.

2.2.2. ЗАО «ВАНТ» исследована конструктивная надежность домостроительной системы по различным критериям оптимального проектирования.

Брестским НТЦ МАиС РБ проведены необходимые стендовые и натурные испытания конструкций (колонн и перекрытий) строящихся домов. Испытания подтвердили эксплуатационную надежность реализуемых проектных решений.

2.2.3. ЗАО «ВАНТ» разработаны мероприятия по внедрению НТД и НТР, обеспечивающие повышение эффективности и конкурентоспособности АКТСД «ВАНТ».

2.3. Технология строительства

2.3.1. Новая система домостроения отличается от традиционных тем, что она поглощает элементы и конструкции всех промышленных систем домостроения и предоставляет застройщику широкие возможности выбора оптимального варианта в конкретной градостроительной ситуации.

2.3.2. Основные технологические процессы возведения каркасов и перекрытий комплексно механизированы. Разработаны карты технологических процессов по возведению монолитных колонн, монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Определен нормоконспект опалубки, монтажной оснастки, приспособлений и инструмента для возведения каркаса, доставки бетонной смеси на объект, подачи ее на рабочее место, укладки, производства арматурных работ и т.п. При производстве бетонных работ применяются технологии с применением безпрогревных и малоэнергоемких режимов выдерживания бетона в теплоизолированных опалубочных системах и с сокращенным циклом оборачиваемости опалубочной системы без применения тепловой энергии для достижения распалубочной прочности бетона (разработки БелНИИС'а). Технологии производства бетонных работ отработаны. Унифицированная комбинированная деревометаллическая оснастка «УКО-ВАНТ-94» для возведения каркаса и перекрытий представлена в виде пространственных ферм, изготовленных из облегченных профилей Молодечненского ЗЛМК. Фермы устанавливаются на монтажные консоли, оборудованные винтовыми домкратами. В монтажный период необходимые горизонтальная жесткость и устойчивость обеспечиваются колоннами каркаса. Поддерживающие элементы, палубы (при монолитных перекрытиях) выполняются в виде телескопических стоек и прогонов. На концах стоек установлен регулировочный винт с шарниром-подпятником. Конструкция стоек и опалубки колонн позволяет производить бесступенчатую регулировку установки опалубки в интервале высот 2,8÷4,2 м, что практически применимо для всех типов жилых и общественных зданий. Силовые щиты опалубки перекрытий предусмотрены двух типов: 1 – из стальных квадратных труб, на рабочей поверхности которых винтами закреплена водостойкая фанера; в боковой плоскости щиты фиксируются друг с другом быстросъемными пальцами, 2 – из деревянных брусьев и водостойкой фанеры с полимерным покрытием.

В продольном направлении зданий обеспечивается любой требуемый планировочный модуль, кратный 300 мм – за счет соответствующей длины плиты прогонов. «УКО-ВАНТ-94» обеспечивает возможность устройства перекрытий любых не-

стандартных размеров, а работы по монтажу опалубки производить без применения башенных кранов (кроме монтажных ферм).

Кроме широких возможностей применения ее для бетонирования различных конструкций, опалубка универсальна и по технологии работ: может собираться как вручную, так и монтироваться без переборок на элементы крупноразмерными панелями и блоками, в том числе и замкнутыми, для чего применяются угловые вставки и блокирующие элементы. Опалубка колонн имеет несколько опалубочных сечений: от 300×300 до 600×600 мм, высоту — от 2,8 до 4,2 м.

Примеры реализуемых и разрабатываемых проектов в АКТСД «ВАНТ»:

1. Бизнес-центр в г. Гродно
2. Жилой дом в м-не «Румлево» г. Гродно
3. 2-хсекционный 10-этажный жилой дом в г. Бресте
4. Жилой дом по ул. Димитрова в г. Минске
5. Жилой дом с встроенным блоком обслуживания по ул. Болдина в г. Гродно

УДК 691.32:539.16.04

Лукутцова Н.П.

МОДЕЛИРОВАНИЕ СОДЕРЖАНИЯ РАДОНА В ВОЗДУХЕ ПОМЕЩЕНИЙ

Одна из причин повышенного внимания в последнее время к проблеме радона — выявление особой роли радона в облучении людей в бытовых условиях и на производствах, казалось бы далёких от радиационно опасных технологий [1].

Радон и другие продукты распада радия, непрерывно образующиеся в строительных материалах, частично выделяются в поры и трещины и поступают в воздух.

Процесс миграции (эксхалации) радона из строительных материалов можно разделить на 2 этапа [2]: эманирование радона во внутренние поры материала и диффузия атомов радона по этим порам с последующим выходом из материала. Разделение на 2 этапа оправдано тем, что коэффициент диффузии радона внутри вещества крайне мал, и поэтому из материала выходят практически те атомы радона, которые попали во внутренние поры за счёт агрегатной отдачи при α -распаде радона. При перепаде концентраций возникает явление диффузии. Диффузия является одним из основных процессов, способствующих перемещению радона из строительных конструкций.

Решение задачи эксхалации радона для одного слоя конечной толщины рассматривается в работе Э. М. Крисюком [2], с использованием эмпирического метода.

При рассмотрении эксхалации радона из стен и перекрытий помещения можно считать, что диффузионный перенос радона осуществляется только в направлении, перпендикулярном к поверхности стены (по координате x). Потоки радона, параллельные поверхности стены взаимно уравниваются друг друга. Краевые эффекты не существенны, так как высота и ширина стен значительно больше их толщины.

Одномерное уравнение диффузии радона в пористой среде имеет вид:

$$\frac{\partial C_0}{\partial t} = \lambda_0 C_{max} - \lambda_0 C_0 + \frac{D}{\rho} \frac{\partial^2 C_0}{\partial x^2} \quad (1)$$

где: $C_{max} = C_{Ra} \cdot K_{эм} \cdot (\rho/\Pi)$ — максимально возможная активность радона в воздухе, находящемся в порах материала, Бк/м³;

C_{Ra} — удельная активность радия в материале, Бк/кг; ρ — плотность материала, кг/м³; $K_{эм}$ — коэффициент эманирования; λ_0 — постоянная распада радона, с⁻¹; D — коэффициент диффузии.

Решение стационарного уравнения диффузии радона имеет вид:

$$C_o(x) = C_{max} \left[1 - \frac{ch(x/L_0) + sh(d/L_0)}{\alpha \cdot \beta + ch(d/L_0)} \right] \quad (2)$$

Объемная активность радона во внешнем воздухе равна

$$C_o|_{x=d} = C_o = C_{max} \frac{1}{1 + \frac{\alpha \cdot \beta}{th\beta}} \quad (3)$$

а скорость эксхалляции радона

$$-D \frac{\partial C_o(x)}{\partial x} \Big|_{x=d} = q = q_{max} \cdot \alpha \frac{1}{1 + \frac{\alpha \cdot \beta}{th\beta}} \quad (4)$$

где: $q_{max} = C_{Ra} \cdot K_{эм} \cdot \rho \cdot \lambda_0 \cdot d$ — максимально возможная скорость эксхалляции, соответствующая случаю выхода из материала всех атомов радона, попавших во внутренние поры;

$\alpha = 1/(d \cdot \rho)$ — отношение объемов воздуха во внешнем пространстве и внутри половины стены;

$\beta = d/L_0$ — отношение половины толщины стены к длине диффузии радона;

$L_0 = \sqrt{D/(\rho \cdot \lambda_0)}$ — длина диффузии радона в пористой среде.

Ограждающие конструкции современных зданий являются многослойными, состоящими из двух и более слоёв. Стены из силикатного и керамического кирпича с внутренней стороны выравнивают строительным раствором. А керамзитобетонные панели имеют с двух сторон защитный слой из цементно-песчаного раствора толщиной по 2 см каждый. Во всём мире многослойные панели с внутренним теплоизоляционным и наружными защитными слоями являются самыми распространёнными, так как сочетают конструкционные свойства с теплотехническими характеристиками. В последнее время керамзитобетонные панели в Брянском регионе выпускаются многослойными, с внутренним слоем из пенополиуретана толщиной 10 см.

Учитывая многослойность ограждающих конструкций, рассмотрен вопрос эксхалляции радона с учётом этого фактора.

Для расчета скорости эксхалляции радона из многослойных материалов объемной (при $\lambda_0 = 1,4 \cdot 10^{-4}$) и эквивалентной равновесной объемной активности радона в помещении была разработана и реализована программа на языке Turbo Paskal.

Объемная активность радона и плотность потока радона с поверхности строительного материала будет зависеть от многих факторов: структурных, конструктивных, характеристики помещения, кратности воздухообмена, времени года и др.

К числу структурных факторов относятся: содержание радия в материале, коэффициент эманирования, плотность материала, пористость. К конструкционным — количество слоев материалов и их расположение, наличие и расположения отделочного слоя.

Немаловажным фактором является характеристика помещения: отношение площади помещения к его объему, количество наружных и внутренних стен, этажность, наличие подвала. Учесть все эти факторы одновременно очень сложно. Разработанная программа учитывает большинство из них. А главное — она позволяет выявить особенности различных видов строительных материалов, их взаимного расположения в конструкции стен и роль отделочных слоев в формировании радиационного фона помещения.

Для расчета были выбраны следующие виды наиболее распространенных строительных материалов: керамзитобетон, силикатный и керамический кирпич, золобетон, ячеистый бетон, тяжелый бетон. В качестве отделочного материала был принят цементно-песчаный раствор.

Отделочные слои могут располагаться внутри, снаружи и с двух сторон.

Толщина слоев менялась в зависимости от вида используемой отделки.

Как показали результаты расчета, отделочные слои цементно-песчаного раствора на поверхности стеновых материалов существенно влияют на формирование радиационного фона помещения и поэтому рассматривались с точки зрения соотношения плотности материала ρ_o^M и плотности отделочного слоя $\rho_o^{отд}$. При этом возможны следующие варианты.

1. Плотность материала больше плотности отделочного слоя $\rho_o^M > \rho_o^{отд}$. Это характерно для тяжелого бетона и слоя строительного раствора на его поверхности.
2. Плотность материала меньше плотности отделочного слоя $\rho_o^M < \rho_o^{отд}$, например, для ячеистого бетона и строительного раствора.
3. Плотность материалов примерно одинаковая $\rho_o^M \approx \rho_o^{отд}$, что характерно для силикатного кирпича и строительного раствора.

Как показали расчеты, при $\rho_o^M > \rho_o^{отд}$ нанесение отделочного слоя раствора толщиной 2 см на поверхность тяжелого бетона приводит к увеличению плотности потока радона с 13 до 16,3 мБк/(м²·с) и объемной активности радона с 23 до 29 Бк/м³.

При $\rho_o^M < \rho_o^{отд}$ нанесение отделочного слоя строительного раствора толщиной 2 см на поверхность ячеистого бетона приводит к снижению q с 2,2 до 1,4 мБк/(м²·с) и с 3,9 до 2,4 Бк/м³. Для золобетона без отделочного слоя $q = 11,2$ мБк/(м²·с) и $C_o = 20$ Бк/м³, а с отделочным слоем строительного раствора толщиной 2 см $q = 2,5$ мБк/(м²·с) и $C_o = 4,4$ Бк/м³. В случае увеличения толщины отделочного слоя наблюдается увеличение скорости эксхалляции радона и объемной активности радона. Эта зависимость носит линейный характер.

При $\rho_o^M \approx \rho_o^{отд}$ наличие отделочного слоя толщиной 1 см на поверхности силикатного кирпича вызывает увеличение q с 6,0 до 9,4 мБк/(м²·с) и C_o с 10,7 до 16,7 Бк/м³.

Расположение отделочных слоев также играет существенную роль. Известно, что они могут располагаться внутри, снаружи и с двух сторон ограждающей конструкции.

Для материалов с $\rho_o^M < \rho_o^{отд}$ в случае расположения отделочного слоя снаружи наблюдается увеличение скорости эксхалляции и объемной активности радона для золобетона (табл. 1) с 17 до 31 мБк/(м²·с) и с 30 до 32 Бк/м³, для керамзитобетона (табл. 2) с 6,6 до 7 мБк/(м²·с) и с 11,7 до 12,47 Бк/м³. В том случае, если слой це-

ментно-песчаного раствора расположен с внутренней стороны стеновой конструкции, то скорость эксхалляции радона и объемная активность радона в воздухе помещения снижается: для золобетона с 17 до 3,1 мБк/(м²·с) и С_о с 30 до 5,6 Бк/м³, для керамзитобетона с 6,6 до 3 мБк/(м²·с) и С_о с 11,7 до 5,4 Бк/м³.

Для строительных материалов с $\rho_o^M > \rho_o^{омд}$ (тяжелый бетон) при расположении отделочного слоя строительного раствора снаружи происходит незначительное повышение q и С_о (табл. 3). Скорость эксхалляции радона изменяется с 8,1 до 9 мБк/(м²·с) и С_о с 14,5 до 15,6 Бк/м³, в то время как при расположении раствора с внутренней стороны q увеличивается с 7,9 до 16 мБк/(м²·с), а С_о с 14,5 до 27,99 Бк/м³, то есть почти в два раза.

Для строительных материалов с $\rho_o^M \approx \rho_o^{омд}$ (силикатный кирпич) внутренний слой строительного раствора толщиной 2 см увеличивает q с 5 до 9,4 мБк/(м²·с) и С_о с 10,7 до 16,8 Бк/м³, в то время как наружный слой практически не меняет скорость эксхалляции радона и его объемную активность: $q = 6$ мБк/(м²·с) и С_о = 10,7 Бк/м³ (табл. 4).

Двухсторонняя отделка при толщине слоя в 2 см с каждой стороны снижает q и С_о для керамзитобетона с 6,6 до 3,2 мБк/(м²·с) и с 11,7 до 5,6 Бк/м³.

Для тяжелого бетона наблюдается увеличение q с 8,1 до 16,7 мБк/(м²·с) и С_о с 14 до 29,8 Бк/м³, т.е. более чем в 2 раза. Для золобетона q и С_о снижаются соответственно с 11,0 до 2,5 мБк/(м²·с) и с 20 до 4,6 Бк/м³, т.е. более чем в 3 раза. Для ячеистого бетона такое снижение происходит для q с 3,2 до 1,6 мБк/(м²·с) и С_о с 5,7 до 2,87 Бк/м³ при толщине слоя ячеистого бетона 30 см.

Сочетание различных видов материалов, например ячеистого и тяжелого бетона, показало, что увеличение толщины слоя ячеистого бетона при постоянной толщине слоя тяжелого бетона приводит к увеличению скорости эксхалляции и объемной активности радона. Дополнительный слой раствора со стороны ячеистого бетона также приводит к увеличению исследуемых характеристик. Использование на предприятиях трехслойных панелей из керамзитобетона с пенополиуретаном и двумя отделочными слоями по 2 см каждый не только обеспечивает высокие теплотехнические характеристики стеновых материалов и конструкций, но и позволяет более чем в 1,5 раза снизить скорость эксхалляции радона и его объемную активность в воздухе помещения (табл. 2). В случае сочетания керамзитобетона с ячеистым бетоном и двумя слоями строительного раствора скорость эксхалляции радона и его объемная активность уменьшается в меньшей степени по сравнению со слоем пенополиуретана: q с 3,2 до 2,6 мБк/(м²·с) и С_о с 5,63 до 4,69 Бк/м³. Использование золобетона в качестве внутреннего слоя в панели из керамзитобетона малоэффективно: скорость эксхалляции и объемная активность радона, составляют соответственно 2,9 мБк/(м²·с) и 5,25 Бк/м³.

Рассмотренная модель эксхалляции и содержания радона в зависимости от вида строительных материалов, их расположения в конструкции, наличия отделочного слоя, его толщины и других, позволяют прогнозировать радиационный фон помещения и своевременно принимать меры по защите людей от радона и продуктов его распада. Моделируя различные виды строительных материалов в конструкции стены можно на стадии проектирования оценить радиационные характеристики зданий и своевременно внести коррективы для снижения скорости эксхалляции радона и его объемной активности в воздухе помещений.

Однако надо учитывать, что существуют и другие факторы, влияющие на радиационный фон помещений, которые из-за сложности задачи в данной работе не рассматривались.

Таблица 1. Объемная активность и скорость эксхалляции радона из стеновой конструкции (материал – золобетон)

Наименование	q_i Бк/м ² ·с	C_{0i} Бк/м ³	$C_{экв}$ Бк/м ³
1	2	3	4
$A_{Ra} = 60$ Бк/кг Однослойная конструкция	0,011	20,00	10,72
Двухслойная конструкция золобетон – 30 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0025	4,43	2,37
Трехслойная конструкция цементно-песчаный раствор 2 см золобетон – 30 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0026	4,64	2,49
$A_{Ra} = 90$ Бк/кг Однослойная конструкция	0,017	30,00	16,0
Двухслойная конструкция золобетон – 30 см внутренний слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,0031	5,6	3,01
Двухслойная конструкция золобетон – 30 см наружный слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,0186	32,0	17,8
Трехслойная конструкция цементно-песчаный раствор 2 см золобетон – 30 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0033	5,9	3,16

Таблица 2. Зависимость объемной активности и скорости эксхалляции радона от конструкции стены из керамзитобетона

Наименование	q_i Бк/м ² ·с	C_{0i} Бк/м ³	$C_{экв}$ Бк/м ³
1	2	3	4
Однослойная конструкция из керамзитобетона толщиной 31 см	0,0066	11,73	6,28
Двухслойная конструкция: керамзитобетон 31 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0030	5,39	2,89

Продолжение таблицы 2.

1	2	3	4
Трехслойная конструкция: цементно-песчаный раствор 2 см керамзитобетон 31 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0032	5,63	3,02
Пятислойная конструкция: цементно-песчаный раствор 2 см керамзитобетон 10,5 см пенополиуретан 10 см керамзитобетон 10,5 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0017	3,02	1,62
Пятислойная конструкция: цементно-песчаный раствор 2 см керамзитобетон 10,5 см ячеистый бетон 10 см керамзитобетон 10,5 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0026	4,69	2,51
Пятислойная конструкция: цементно-песчаный раствор 2 см керамзитобетон 10,5 см золобетон 10 см керамзитобетон 10,5 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0029	5,25	2,81

Таблица 3.

Зависимость объемной активности и скорости эксхалляции радона от конструкции стены из тяжелого бетона

Наименование	$q_{\text{экв}}$ Бк/м ² ·с	$C_{\text{о.з}}$ Бк/м ³	$C_{\text{экв.з}}$ Бк/м ³
Однослойная конструкция тяжелый бетон	0,0081	14,5	7,7
Двухслойная конструкция: тяжелый бетон внутренний слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,016	27,9	14,9
Двухслойная конструкция: тяжелый бетон наружный слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,009	15,6	8,4

Таблица 4.

Зависимость объемной активности и скорости эксхалляции радона от конструкции стены из силикатного кирпича

Наименование	q_i , Бк/м ² ·с	C_0 , Бк/м ³	$C_{экв}$, Бк/м ³
Однослойная конструкция из силикатного кирпича 51 см	0,0059	10,71	5,74
Двухслойная конструкция: силикатный кирпич 51 см внутренний слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,0094	16,77	8,95
Двухслойная конструкция: силикатный кирпич 51 см внутренний слой цементно-песчаного раствора 2 см	0,006	10,89	5,81
Трехслойная конструкция цементно-песчаный раствор 2 см силикатный кирпич 51 см цементно-песчаный раствор 2 см	0,0095	16,93	9,07

ЛИТЕРАТУРА

1. Крисюк Э.М. Основные виды облучения людей //АНРИ, 1999.- №2, с.4-9.
2. Крисюк Э.М. Радиационный фон помещений. – М.: Энергоатомиздат, 1989.-120 с.

УДК 69.001.12/18

Соколов Б.С.

НОВЫЙ ТИП ПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

В Республике Татарстан 7 заводов крупнопанельного домостроения, 3 из них находятся в г. Казани. Казанский ДСК выпускает изделия для жилых домов 121, 90, 125 серий.

Здания серий 121 и 90, авторами которых является ЦНИИЭП жилища, 9-ти этажные с несущими поперечными с шагом 3.2 и 3.6 м и продольными стенами. Плиты перекрытия плоские сплошного сечения опираются по четырем сторонам. Ширина зданий 12.8 м. Здания 125 серии, запроектированные институтом КБ им. Якушева (г. Москва), имеют поперечные несущие стены с шагом 6.4 и 3.2 м. Плиты многопустотные из предварительно напряженного железобетона. Дома возводятся на свайных фундаментах с опиранием цокольных панелей на оголовки свай. В связи с изменением требований по теплотехнике наружные стены выполняются трехслойными. Наружный и внутренний слой из тяжелого бетона. В качестве утеплителя используется пенополистирол.

Сравнивая конструктивные решения зданий перечисленных серий можно отдать предпочтение 125 серии, позволяющей при широком шаге несущих стеновых панелей выполнить лучшее объемно-планировочное решение квартир. Тем не ме-

нее крупнопанельные жилые дома не только в г. Казани, но и во всей Республике в последние годы стали не востребованными. Существующие типовые решения не отвечают современным требованиям по комфортности из-за отсутствия прихожих, подсобных помещений, малой площади кухонь и невыразительности фасадов зданий. Перечисленное привело к резкому сокращению производства на заводах КПД, безработице, снижению ввода жилья в эксплуатацию. Таким образом в строительной отрасли возникла проблема крупнопанельного домостроения, решение которой является актуальной, поскольку затрагивает не только технические задачи по использованию существующих мощностей заводов КПД, но и социальные – обеспечение работой трудовых коллективов, а население – комфортным жильем.

Выход из создавшегося положения может быть найден в создании новых конструктивных систем зданий с максимальным использованием изделий КПД, позволяющих разрабатывать гибкие объемно-планировочные решения, отвечающие современным требованиям по комфортности среды обитания, придавать зданиям индивидуальную выразительность. Это явилось целью настоящей работы.

Казанская государственная архитектурно-строительная академия совместно с институтом ОАО Казанский ГипроНИИАвиаПром и КДСК получили свидетельство на полезную модель «Многоэтажное крупнопанельное здание» [1]. Это является доказательством, что предложенное решение не имеет отечественных и зарубежных аналогов. Основой здания является каркасно-панельная несущая система, состоящая из чередующихся вертикальных диафрагм из внутренних стеновых панелей и каркаса из колонн и ригелей криволинейного очертания. Такая система позволяет выполнять свободную планировку, создавать эффективные ширококорпусные здания, самонесущие ограждающие конструкции наружных стен из мелкоштучных материалов.

Основная задача компоновки зданий заключается в максимальном использовании индустриальных типовых изделий.

На рис. 1, 2 показаны примеры компоновки зданий из изделий крупнопанельных жилых домов 90 серии. Ширина зданий может быть типовой или увеличенной на 3 – 6 м. Первая схема (рис. 1) предусматривает опирание плит перекрытий на ригель. Соединение их в узле может быть сборным – на закладных стальных деталях с заполнением швов раствором или в сборно-монолитном варианте. В последнем случае сборный ригель выполняется неполного расчетного сечения. Плиты соединяются сваркой рабочей арматуры с последующим обетонированием стыка бетоном, за счет которого сечение ригеля доводится до расчетного.

Во второй схеме предусматривается соединение плит перекрытия за счет сварки горизонтальной арматуры и замоноличивания бетоном с наращиванием по высоте полкой таврового сечения (рис. 2).

При проектировании жилых домов с использованием панельной несущей системы наружные стены, удовлетворяющие теплотехническим требованиям второго уровня, предполагается выполнять из мелкоштучного материала – кирпича, блоков и др.

В зданиях до 5 этажей включительно можно применять неполный каркас. В этом случае опирание ригеля осуществляется на внутреннюю часть наружной стены. При необходимости можно предусмотреть устройство пилястр или выполнить опорную часть ригеля без подрезки. В любом случае стык ригеля с колонной – шарнирный. Его можно выполнить с использованием типового решения – введением типовой «рыбки». Фундаменты под наружные стены должны быть ленточными. При использовании свай следует выполнить ростверк в сборном или монолитном железобетоне. Шаг свай и армирование ростверков определяется расчетом. Ленточные

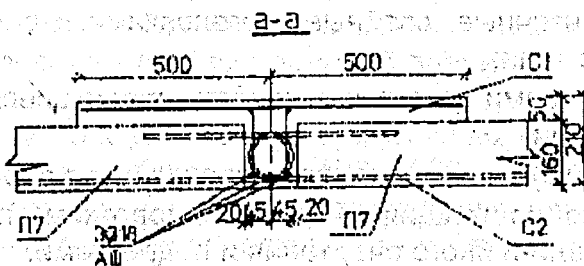
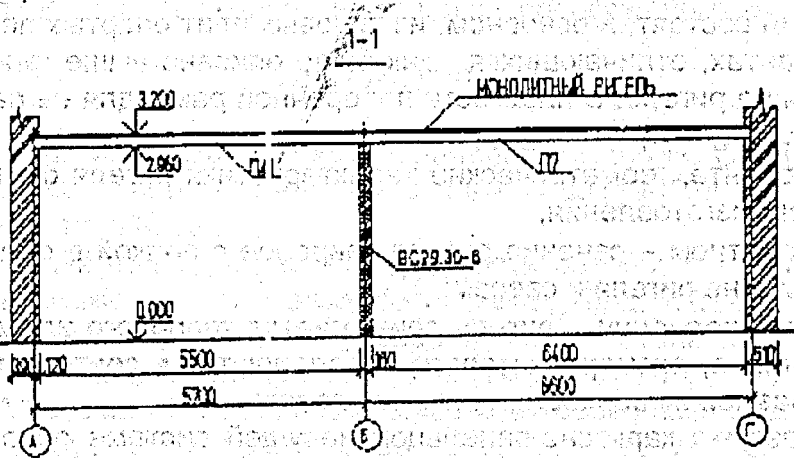
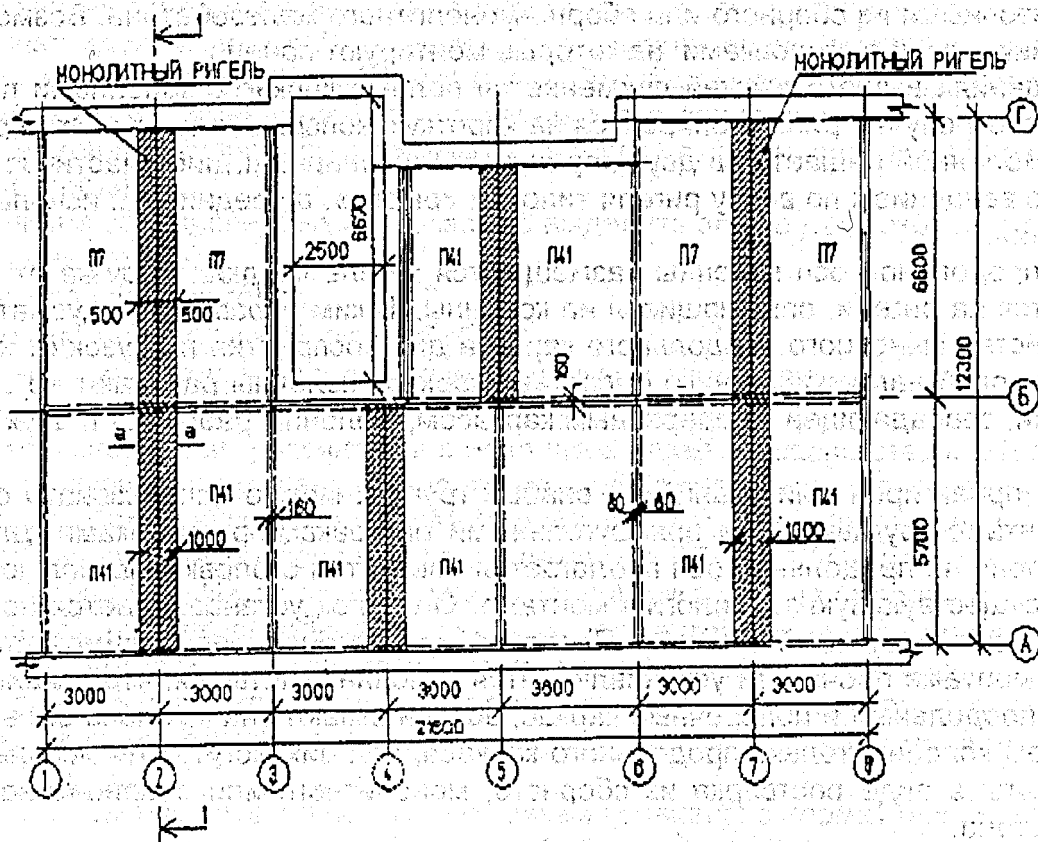


Рис.2. Компонка здания с ригелем из монолитного железобетона

фундаменты можно смонтировать из бетонных блоков. Под колонны устанавливаются фундаменты стаканного типа. Фундаменты под внутренние несущие стены могут быть ленточными из сборного или сборно-монолитного железобетона. Возможно использование свай с оголовками, на которые монтируют панели.

В зданиях выше 5 этажей применяется полный каркас с колоннами по серии 1.020. В этом случае ригель опирается на короткую консоль колонны. Стык ригеля с крайней колонной решается в двух вариантах – шарнирным, либо частично заземленным с введением по верху ригеля типовой «рыбки», а средних – с использованием «рыбки».

По продольной оси колонны размещаются в теле кладки, нагрузка от которой передается на ригели, опирающиеся на колонны. Таким образом, предусматривается устройство выносного продольного каркаса для восприятия нагрузок от кладки и части ветровой нагрузки. Однако, в составе каркаса колонны работают не одинаково. По оси, совпадающей с поперечным каркасом, колонны работают в двух плоскостях.

При проектировании зданий на слабых грунтах можно использовать свайные фундаменты с круглыми или прямоугольными оголовками-ростверками. Для установки колонн по продольной оси предлагается новый тип оголовка, позволяющий сохранить существующую технологию монтажа. Оголовок устанавливается на сваю с традиционной зачеканкой бетоном. После набора бетоном необходимой для дальнейшего монтажа прочности устанавливается колонна. Учитывая, что колонны, входящие в продольный и поперечный каркас, воспринимают значительно большие нагрузки, чем колонны только продольного каркаса, под них могут быть использованы фундаменты в виде ростверка из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона.

Диски перекрытий состоят, в основном, из типовых плит опертых по контуру и решаются в 3-х вариантах, отличающихся, как было описано выше (рис. 1 – 3), стыком плит перекрытия на ригеле. В плоскости поперечной рамы для ее расчета и расчета здания в целом следует принимать три расчетные схемы:

- в сборном варианте, геометрические характеристики ригеля соответствуют сечению заводского изготовления;
- в сборно-монолитном – сечение ригеля тавровое с полкой в сжатой (верхней зоне), равной ширине ригеля и свесам;
- в монолитном исполнении – ригель принимается таврового или двутаврового поперечного сечения, размеры которого определяются в соответствии с принятым (по расчету) размером верхнего и нижнего поясов.

Таким образом в каркасно-панельной несущей системе основными конструктивными элементами являются:

- фундаменты – ленточные, свайные с оголовками и ростверками в виде фундаментов стаканного типа;
- сплошные и с проемами цокольные панели, являющиеся одно- и многопролетными балками-стенками;
- внутренние несущие стеновые панели сплошные и с проемами;
- поперечный каркас, состоящий из колонн с короткими призматическими консолями и ригелей криволинейного очертания и подрезками;
- наружные стены из мелкоштучных материалов, воспринимающие в том числе локальные нагрузки;
- продольный каркас, состоящий из колонн с короткими призматическими консолями и ригелями с подрезками;
- плиты перекрытий с различными контурными условиями.

Для того, чтобы разработать проектную документацию на здание, необходимо выполнить расчет каждого элемента на усилия, полученные из расчета всего здания на вертикальные и горизонтальные нагрузки и выполнить рабочие чертежи.

Расчет здания может быть выполнен с использованием существующих программных комплексов (ЛИРА, МИРАЖ и др.). Эти комплексы используются авторами и для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций и их элементов при изменении наиболее значимых факторов, в том числе при образовании и развитии трещин.

Из числа перечисленных выше можно выделить элементы, которые относятся к «коротким высоким»:

- консоли колонн и ригели;
- одно и многопролетные балки-стенки;
- перемычки над оконными и дверными проемами в панелях;
- ростверки.

Такие конструкции рассчитаны с использованием каркасно-стержневого аналога (КСА), являющегося моделью напряженно-деформированного состояния в стадии разрушения. Для оценки сопротивления образованию, раскрытию трещин и разрушению бетона и железобетона в сжатых элементах КСА в КГАСА разработана физическая модель [2, 3]. На ее основе, используя принцип метода предельного равновесия, разработаны методы расчета прочности элементов из тяжелого и легкого бетонов при местном сжатии, прочности и трещиностойкости консолей колонн, подрезок, ростверков, прочности кладки при действии локальных нагрузок, прочности контактных стыков колонн, платформенных стыков плит перекрытий и внутренних стеновых панелей. [4 – 8 и др.]

Результаты расчетов по новым методикам сравнены с нормативными предложениями, что позволило вскрыть резервы несущей способности некоторых конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соколов Б.С. и др. Многоэтажное крупнопанельное зданий. Свидетельство о полезной модели № 15900, выдано по заявке №991196598 от 13.09.1999. М., 20.11.2000. Бюллетень №32.
2. Соколов Б.С. Новый подход к расчету прочности бетонных элементов при местном действии нагрузки. Бетон и железобетон, №10, 1992, с.22-25.
3. Соколов Б.С. Теоретические основы сопротивления бетона и железобетона при сжатии. Известия ВУЗов. Строительство, №9, 1993 г, с.57-61
4. Соколов Б.С., Мустафин И.И. Прочность керамзитобетонных элементов при действии местной нагрузки. Изв. ВУЗов. Строительство. 1995. №1, с. 7-12.
5. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Прочность объемных элементов из керамзитобетона при местном действии нагрузки. Изв. ВУЗов. Строительство. 1996. №5, с. 139-144.
6. Соколов Б.С. Проектирование стеновых панелей зданий, ч.1 и 2. Учебное пособие. Казань, 1993. 126 с.
7. Соколов Б.С. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений панелей и диафрагм жесткости. Жилищное строительство. №2. 1989, с. 36-38.
8. Соколов Б.С. Прочность горизонтальных стыков крупнопанельных стен зданий при сжатии. Сб. статей: Прочность, трещиностойкость и деформативность стен крупнопанельных и монолитных зданий. Казань, 1991.

КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ ДЕМОНТАЖА НАРУЖНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ КРУПНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Анализ конструктивных систем крупнопанельных жилых домов первых массовых серий [1], показывает, что их радикальная реконструкция технически возможна и экономически целесообразна. В этой связи на передний план выдвигаются вопросы технологического характера. Очевидно, что набор технологических процессов при проведении реконструкции отличается не только своей новизной, но и большой сложностью, обусловленной спецификой работ в сложившейся городской застройке. В целом, он может быть представленным из 3-х комплексов: работ по реконструкции (демонтаж конструкций, разборка на месте, и т.д.); работ, аналогичных тем, которые выполняются при новом строительстве; ремонтно-строительных работ.

Во многих регионах нашей страны используются различные методы и технологии реконструкции зданий, но нет единого подхода к решению этих вопросов. На сегодняшний день существует необходимость в создании рационального и эффективного опыта ведения работ. Отдельные случаи реконструкции (например, крупнопанельный дом по ул. Королева, в г. Казани), показывают необходимость разработки единого комплекса проектно-технологической документации – проекта производства работ по реконструкции /ППР(р)/ и инструктивно-технологических карт по реконструкции /ИТК(р)/ и другой документации. Без всего этого реконструкция может оказаться либо технически недоступной, либо экономически нецелесообразной.

Целью проводимой работы явилось создание новых технологий и методик проектирования процессов, наиболее часто используемых при реконструкции зданий первых массовых серий. Для этого были решены следующие задачи:

- сохранность закладных деталей демонтируемых конструкций и смежных с ними;
- конструктивная целостность демонтируемых конструкций, в целях возможного дальнейшего использования;
- обеспечение безопасности производства работ;
- применение типовых и наиболее распространенных грузоподъемных механизмов и средств механизации строительных работ;

Анализ известных вариантов реконструкции крупнопанельных зданий, путем увеличения ширины здания с одновременной его перепланировкой и надстройкой этажей показывает, что во всех случаях возникает необходимость частичного или полного демонтажа наружных стеновых панелей. Этот вид работ может рассматриваться как основной, по своей сути принципиально отличающийся от монтажного процесса.

Отличия определяются следующим:

- разделкой стыков панелей;
- вскрытием и разрезкой соединительных элементов закладных деталей наружных и внутренних стеновых панелей, без повреждения закладных деталей;
- применением новых строповочных устройств и способов строповки;
- использованием новых грузоподъемных устройств, дополняющих крюковые подвески грузоподъемных кранов, поскольку съём панелей с их рабочего места посредством только крюковой подвески недопустим по требованиям безопасности ведения работ;

- применением новых видов подкосов и распорок, обеспечивающих выжимание панелей и отрыв их с посадочного места;
- использованием новых видов механизированного инструмента для разделки стыков; бетона, резки металлических связевых элементов и т.д.

Предлагаемая технология демонтажа стеновых панелей [2] состоит из следующих этапов:

- установка домкратов в монтажные отверстия плит перекрытий на уровне верха и низа панелей;
- шарнирное закрепление рабочих органов домкратов к панели;
- разделка стыков и срезка связевых элементов панелей;
- установка грузозахватного устройства для снятия панели с ее рабочего места.
- выдавливание верха панели домкратами наружу и приведение ее в наклонное положение.

Применение предложенной технологии при последовательном выполнении работ позволяет обеспечить безопасность их ведения и целостность как демонтируемых, так и смежных с ними конструкций, с целью их дальнейшего использования, необходимость которого показана в [3], а также проводить демонтаж стеновых панелей из любой части здания. Для возможности выполнения всех этих требований была разработана также новая технологическая оснастка [2].

Возможность реализации технологии демонтажа стеновых панелей в большой мере зависит от прочностных характеристик конструктивных элементов и их работоспособности на восприятие демонтажных нагрузений.

Изучение последовательности выполнения работ позволило установить, что при снятии стеновых панелей с рабочего места, на них и плиты перекрытия передаются нагрузки, не предусмотренные проектом. Таким образом, для обеспечения безаварийного, неразрушающего демонтажа конструкций требуется проверка прочности демонтируемых конструкций на действующие усилия.

Для анализа напряженно-деформируемого состояния элементов наружных стеновых панелей, появления и развития трещин, был поставлен численный эксперимент. Целью проводимых численных исследований явилось получение комплекса данных для выявления наиболее неблагоприятной схемы нагружения и закрепления панели и разработки на их основе методики поверочных расчетов. Была разработана программа исследований, в задачи которой входило определение характера распределения нормальных и касательных напряжений в зависимости от:

- схем закрепления стеновых панелей;
- возможных демонтажных усилий и мест их приложения.

В результате проведенного численного эксперимента установлено влияние схемы нагружения на напряженно-деформированное состояние стеновых панелей. Анализ областей распределения напряжений в панелях показал, что наиболее нагруженной является перемычка, напряженное состояние которой при демонтаже отличается от проектного. Были выявлены наиболее ответственные зоны и элементы, отказ от работы которых может привести к созданию аварийной ситуации. К таким зонам следует отнести:

- области приложения локальных нагрузок - места крепления домкратов к стеновым панелям, плитам перекрытия и установки грузозахватного устройства, нижний горизонтальный пояс панели;
- надпроемные перемычки, под которые вводится грузозахватное устройство;
- связи между наружными и внутренними слоями трехслойных стеновых панелей.

Характер распределения главных растягивающих напряжений позволил установить места возможного появления и развития трещин.

На основе полученных результатов разработана методика поверочных расчетов демонтируемых стеновых панелей с использованием каркасно-стержневого аналога [4] и теории сопротивления железобетона сжатию [5].

Предложенная технология демонтажа наружных стеновых панелей может стать одной из составных частей /ППР(р)/ и основой для разработки /ИТК(р)/ на различные виды работ. В проводимых исследованиях авторами предполагается дальнейшая разработка единого комплексного подхода к разработке /ППР(р)/ при реконструкции зданий различных конструктивных решений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Булгаков С.Н. Реконструкция жилых домов первых массовых серий и малоэтажной жилой застройки. Казань.: АБАК, 1998. -248с.
2. Камчатнов Л.П., Павлов В.В. Технология демонтажа наружных стеновых панелей // Информационный листок № 71. Казань.: Татарский ЦНТИ, 2000. -2с.
3. Краснощеков В. Демонтаж крупнопанельных жилых домов первых массовых серий // Жилищное строительство № 2. М: Стройиздат, 1995. -с.6-9.
4. Соколов Б.С. Проектирование стеновых панелей зданий // Пособие по проектированию. Казань, 1993. -55с.
5. Соколов Б.С. Теоретические основы сопротивления бетона и железобетона при сжатии // Известия ВУЗов № 9. Строительство, 1993. - с.39-43.

УДК 621.643

Степашов Н.Е., Генеев Г.А., Колчунов В.И., Никулин А.И.

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ КРУПНОРАЗМЕРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ МНОГОЦЕЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Проблема производства водопропускных железобетонных труб большого диаметра для транспортных инженерных сооружений является одной из наиболее сложных для Белгородской области. Так, например, только для поддержания нормальной эксплуатации сети автомобильных дорог областного подчинения, инженерные коммуникации которых в виде водопропускных железобетонных труб составляют около 87 тыс. м, требуется ежегодное производство рассматриваемых изделий более 10 км в год. Аналогичного типа конструкции в широкой номенклатуре востребованы для строительства и реконструкции подземных коммуникаций городов в виде трубопроводов ливневой, промышленной и бытовой канализации.

Проведенный анализ производства и применения железобетонных труб различных диаметров показал, что с одной стороны, существующие отечественные и зарубежные технологии их изготовления далеки от совершенства [1], с другой стороны, выпускаемые конструкции не в полной мере отвечают современным техническим, экологическим и качественным показателям [2].

Ниже рассматривается предложение авторов по новым конструктивно-технологическим решениям водопропускных железобетонных труб, освоение которых в настоящее время осуществляется на одном из заводов стройиндустрии Белгородской области.

Труба представляет собой овоидальную железобетонную конструкцию с переменной толщиной стенки по контуру, внутренней полимерной оболочкой и плоской подошвой опирания на грунтовое основание (рис. 1). Стык сборных элементов труб –

раструбный. Для армирования стенки вместо традиционно используемого пространственного каркаса применяются плоские и изогнутые одиночные сетки, которые установлены в поперечном сечении трубы в соответствии с расчетной эпюрой изгибающих моментов – только в растянутых зонах.

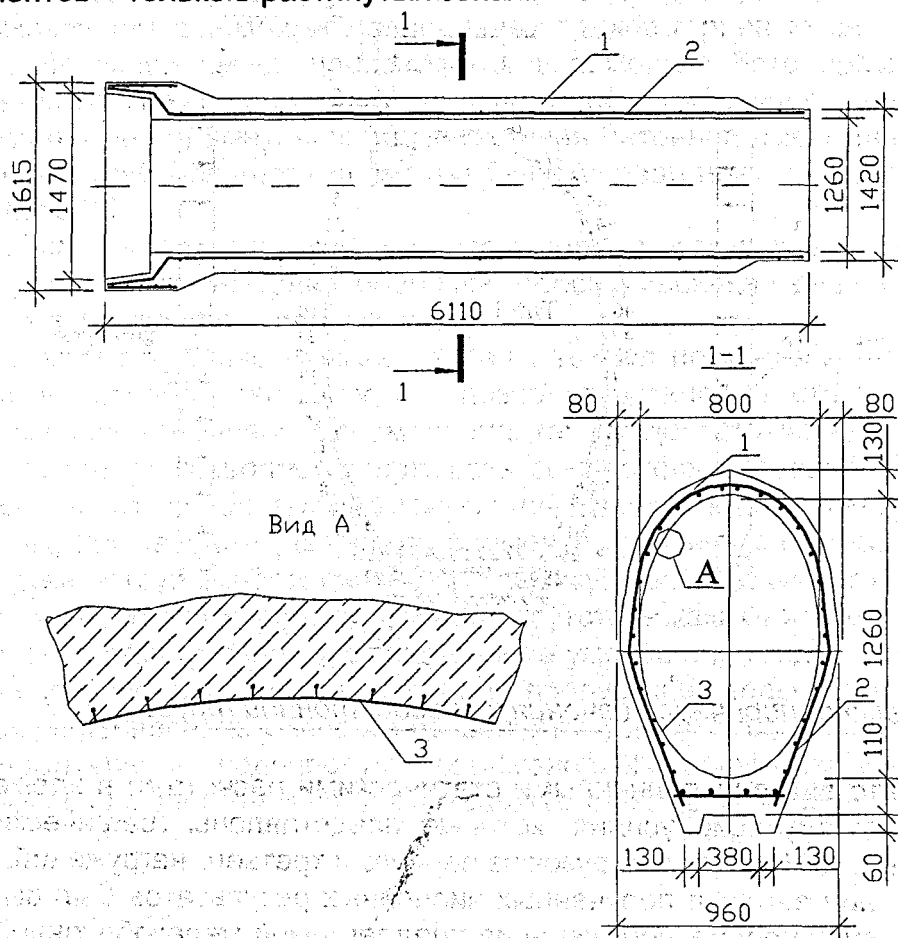


Рис. 1. Конструкция овоидальной железобетонной трубы:

1 – стенка трубы; 2 – арматурные сетки;
3 – внутренняя полиэтиленовая оболочка

Конструирование железобетонной трубы осуществлено на основании результатов статических расчетов, выполненных на все виды воздействий, предусмотренных нормами [3]. Расчет выполнялся для элемента трубы единичной длины (1 м) с использованием вычислительного комплекса "RECON-4.1". В качестве конечных элементов приняты плоские рамные стержни различной жесткости: боковые элементы стенок трубы заданы толщиной 80 мм (тип 1), верхняя часть (шелыга) – 130 мм (тип 2), а нижняя плоская подошва – 110 мм (тип 3). Расчетная схема поперечного сечения овоидальной железобетонной трубы с действующими на неё нагрузками представлена на рис. 2.

Для наиболее полного учета в расчете сочетаний усилий было принято четыре варианта нагружений. Первое нагружение моделирует действие вертикальной равномерно распределенной нагрузки постоянного типа, возникающей от давления на трубу грунтовой засыпки. Второе соответствует действию временной подвижной нагрузки НК-80 на поверхность насыпи, а третье и четвертое нагружения представляют собой горизонтальные нагрузки бокового обжатия трубы, которые являются сопутствующими вертикальным нагрузкам. Конкретные числовые значения нагрузок для принятой расчетной схемы определялись в соответствии со СНиП [3] и по методике,

изложенной в работе [4]. В частности, расчетная вертикальная нагрузка на трубу от давления грунтовой засыпки высотой 7 м составила $257,4 \text{ кН/м}^2$, а временная подвижная нагрузка от автотранспорта – $20,7 \text{ кН/м}^2$.

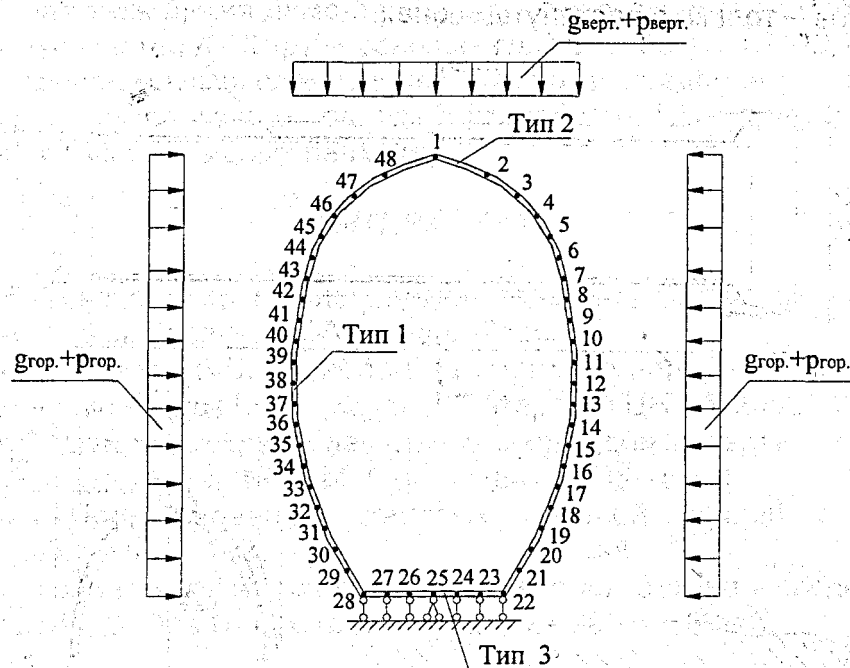


Рис. 2.

Расчетная схема поперечного сечения железобетонной трубы

В соответствии с выполненными статическими расчетами в элементах трубы найдены соответствующие усилия, которые представлены графически на рис. 3 применительно к комбинации нагрузок из первого и третьего нагружений.

На основании анализа полученных численных результатов был выполнен конструктивный расчет поперечного сечения предлагаемой железобетонной трубы. Рабочее армирование боковых сеток (см. рис. 1) предусмотрено из $6\text{Ø}6$ мм класса А-III, а верхняя и нижняя сетки – из $6\text{Ø}8$ мм класса А-III. Стержни сеток другого направления (параллельные осевой линии трубы) выполнены из арматуры $\text{Ø}6$ мм класса А-I.

Принятые конструктивные решения (форма поперечного сечения, наличие внутренней полимерной оболочки, переменная толщина стенки, армирование одиночными сетками и др.) позволяют отказаться от традиционных вертикальных схем изготовления труб больших диаметров. Нами предлагается технология их производства при горизонтальном положении изделия на всех стадиях, включая этапы бетонирования, виброформования, пропаривания и распалубки. Предназначенная для этого металлоформа представляет собой пространственную конструкцию с жестким горизонтально извлекаемым пустотообразователем, двумя съёмными торцевыми крышками и бесшарнирными бортами, открывание и закрывание которых осуществляется по конструктивно заданной линиигиба с помощью четырех гидродомкратов, расположенных попарно с каждой стороны (рис. 4).

Изготовление изделий производится в перевернутом положении – плоской подошвой вверх, формование которой обеспечивается использованием при вибрировании специальной пригруз-плиты. Жесткий пустотообразователь с предварительно надетой полимерной оболочкой устанавливается краном в металлоформу с открытыми бортами. Перед этим на дно металлоформы уложена изогнутая сетка, предназначенная для армирования трубы в шельге. Затем устанавливаются две изогнутые сетки для армирования боковых стенок и одна плоская сетка сверху трубы в месте

расположения опорной подошвы (см. рис. 1). Все арматурные сетки снабжены прикрепленными к ним пластмассовыми фиксаторами, обеспечивающими проектное положение рабочей арматуры в металлоформе и соответственно в готовом изделии. Закрывание бортов осуществляется с помощью гидродомкратов, после чего надеваются и фиксируются с помощью специальных замков торцевые крышки.

Укладка бетонной смеси производится с помощью бетонораздатчика через верхнее отверстие металлоформы с одновременным виброуплотнением на вибростоле. Оптимальные параметры виброуплотнения бетонной смеси при формировании железобетонных труб большого диаметра были определены по методике, предложенной в работе [5].

Важнейшим конструктивным элементом предлагаемых железобетонных труб является внутренняя полимерная оболочка, обеспечивающая решение следующих технологических и эксплуатационных задач.

Во-первых, значительно снижаются силы трения по контакту полимера с металлическим пустообразователем, что позволяет извлекать его в любой момент времени: сразу после окончания формования, так как достаточно высокая жесткость полимерной оболочки позволяет удерживать свежесформованный бетон от обрушения, и после набора изделием промежуточной или проектной прочности.

Во-вторых, применение указанного элемента практически исключает водопроницаемость стенок трубы, обеспечивает их высокую химическую стойкость, износостойчивость и защиту от коррозии, полное отсутствие каких-либо внутренних отложений в процессе эксплуатации и существенное уменьшение гидравлических сопротивлений при безнапорном или полунанпорном пропускании воды и других жидкостей. Последнее из перечисленных качеств позволяет с успехом применять овоидальные трубы при строительстве водопропускных инженерных сооружений вместо традиционных круглых труб с внутренними диаметрами от 1000 до 1200 мм.

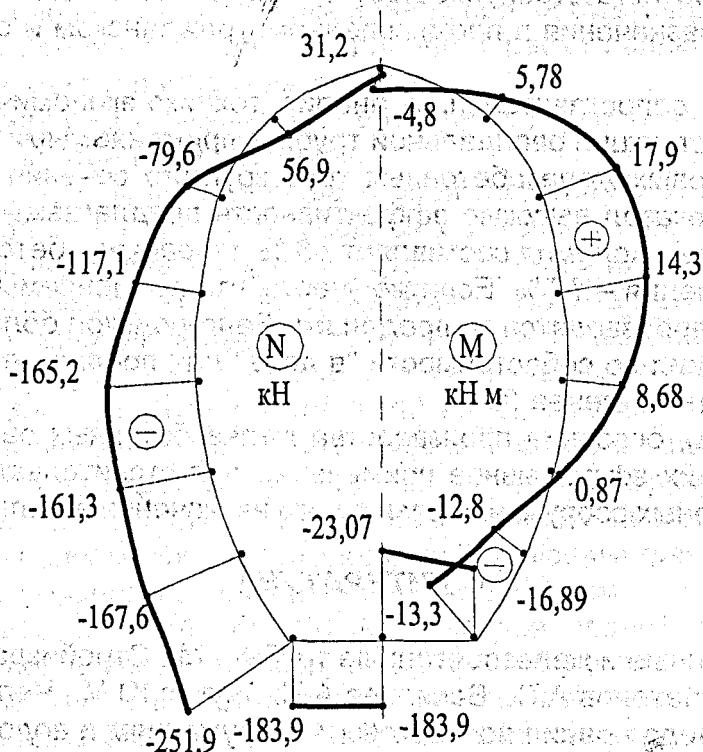


Рис. 3. Результаты расчета железобетонной овоидальной трубы

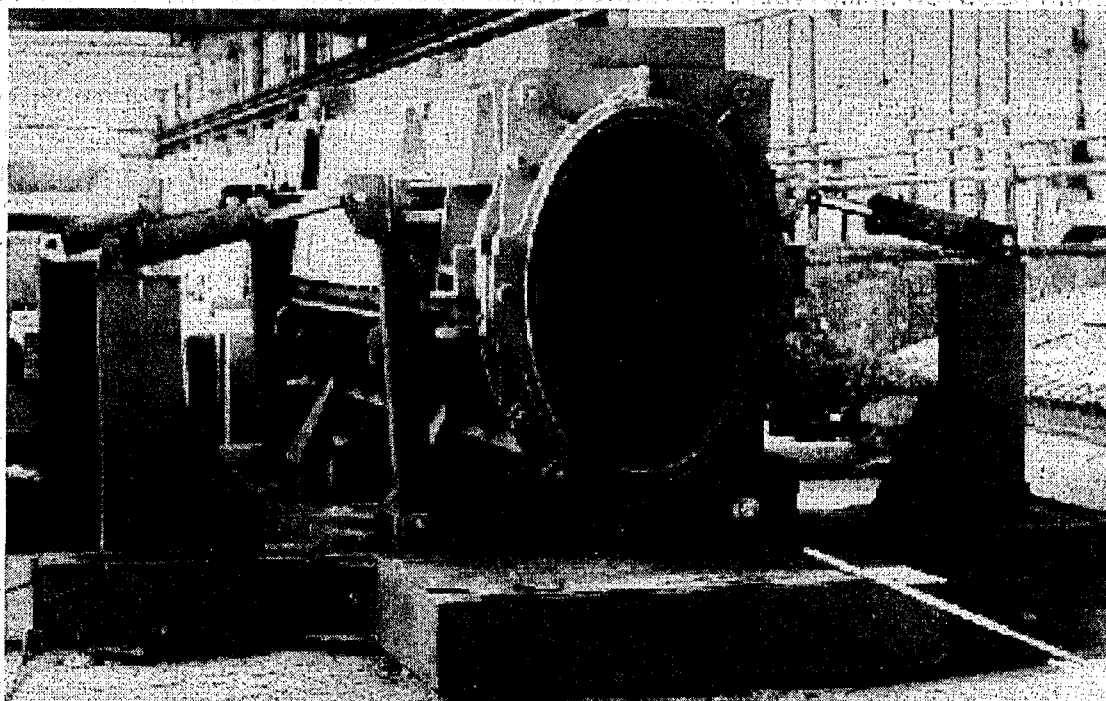


Рис. 4. Металлоформа для изготовления оvoidальных железобетонных труб

Благодаря своим эксплуатационным характеристикам предлагаемые трубы являются конструкциями многоцелевого назначения и могут быть рекомендованы не только для транспортного строительства, но и в качестве коллекторов инженерных сетей различного назначения в промышленном, гражданском и специальном строительстве.

Выполненный сопоставительный анализ технико-экономических показателей разработанной конструкции оvoidальной трубы с применяемыми в настоящее время конструкциями типовых железобетонных труб круглого сечения с внутренним диаметром 1000 мм показал высокую эффективность предлагаемых конструкций. Так, по расходу арматуры экономия составляет 46 %, по расходу бетона – 10 %, по себестоимости изготовления – 18 %. Если же учесть, что применяемые в настоящее время типовые трубы производятся за пределами Белгородской области (например, в г. Липецке), то экономия по себестоимости "в деле" для предлагаемого типа конструкций может достигать не менее 35 %.

Таким образом, освоение производства железобетонных оvoidальных труб позволит обеспечить их эффективное применение для строительства и реконструкции подземных инженерных сооружений различного назначения в Белгородской области.

ЛИТЕРАТУРА

1. Попов А.Н. Бетонные и железобетонные трубы. – М.: Стройиздат, 1973. – 269 с.
2. Полищук Н.А., Платонов А.С., Васильев А.И., Жуков Ю.М., Чепуркин В.В. О разработке СНиП и свода правил по мостовым сооружениям и водопропускным трубам // Транспортное строительство. – 2000. – № 11. – С. 1-6.
3. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.

4. Гениев Г.А., Степашов Н.Е. Напряженное состояние грунтовой засыпки в траншеях с наклонными стенками // Качество, безопасность, энерго- и ресурсосбережение в промышленности строительных материалов и строительстве на пороге XXI века: Сб. докл. Междунар. науч.-практич. конф. — Белгород: изд-во БелГТАСМ, 2000. — Ч. 3. — С. 55-62.
5. Степашов Н.Е. К определению параметров виброуплотнения бетонной смеси при формировании железобетонных труб большого диаметра // Известия вузов: Строительство. — 2001. — № 6. — С. 12-15.

УДК 72.017.4

Храпунова Л.Н., Шишкина Т.А.

РОЛЬ ЦВЕТА В АРХИТЕКТУРНОЙ ОРГАНИЗАЦИИ ВНЕШНЕГО ОБЛИКА ГОРОДА

Выбор цвета фасадов зданий и целых комплексов городских ансамблей требует иного подхода. Причиной тому являются другие естественные условия среды. Обилие света, большой масштаб плоскостей, широкая обозримость и далекая видимость, наличие зеленых и водных пространств, резкая светотень деталей, изменчивость освещенности в разное время дня и в течение года — все эти факторы значительно влияют на характер и силу восприятия цвета в этих условиях.

При выполнении реставрационно-восстановительных работ с целью воссоздания внешнего облика памятников архитектуры как отдельных зданий, так и целых ансамблей в вопросах их окраски, мы, как правило, руководствуемся историческими данными, архивными чертежами, первоначальными проектами, если таковые сохранились. Если их нет, то производятся наружные изыскания путем расчистки стен или принимаются колера по аналогии отделки зданий соответствующего стиля.

В этом случае найденные колер и принцип окраски являются обязательными для специалистов по реставрационным работам.

В прочих случаях ремонтно-восстановительных работ окраска зданий определяется особенностями городской застройки.

Окраска интересных зданий периода второй половины XIX и начала XX веков, которые в данное время уже подготавливаются к включению в список для взятия под государственную охрану, также должна решаться с учетом их первоначального облика при обязательном сохранении на них декоративно-изобразительных элементов.

Это могут быть архитектурные орнаменты, мозаичные панно, росписи сграффито и другое. Следует помнить, что цвет в этом случае может во многом способствовать большей целостности восприятия архитектуры здания.

Здания, архитектурный облик которых связан с естественным цветом материала, использованного для отделки, будь то кирпич, гранит, мрамор, цветная штукатурка, не окрашиваются, а чистятся лучше всего мелким песком под давлением и необходимым увлажнением. Их цвет становится решающим фактором для цветового оформления всего комплекса зданий, прилегающих к ним.

При построении цветовой композиции фасадов зданий приходится обычно иметь дело сразу с большим комплексом сооружений. Будь это улица, застроенная с двух сторон проезда плотным рядом домов или площадь с центральным зданием посередине (оно же является, обычно, преобладающим по значению), в том и другом

случае перед проектировщиком стоит задача средствами цвета увязать все части целого и выявить основные узлы архитектурной композиции.

Сплошная квартальная застройка улицы подсказывает и в решении окраски последовательное изменение тонов от дома к дому, тем более равномерное, чем однороднее застройка. Памятники архитектуры и лучшие здания выявляются более резким цветовым контрастом с соседними рядовыми постройками. Они же являются решающими в общей цветовой организации всего комплекса.

Как бы не строилась композиция, но шаг изменений в цветовом ряду домов должен быть выражен четко. Выигрышными элементами композиции могут явиться здания, расположенные в перспективе этого комплекса.

Особые трудности представляют перекрестки улиц; в этом случае дома, расположенные на четырех углах, с одной стороны, входят, каждый из них, в композицию своего квартала, а с другой — должны быть согласованы (все четыре) между собой.

При окраске фасадов зданий, расположенных вдоль набережных, надо учитывать большие расстояния и одновременную обозримость всего ряда домов с противоположного берега. Немаловажное значение в цветовой организации улицы имеют цвета форм живой природы. Потому при определении колеров окраски зданий следует принимать в расчет соседство крупных зеленых массивов, декоративных клумб и цветников.

В пределах ансамбля надо во всех случаях проводить комплексно не только проектировку, но и само выполнение работ по окраске зданий. Только такой подход дает ощутимый эффект во внешнем благоустройстве города.

В действительности имеется большое количество самых разнообразных архитектурных решений со своими особенностями планировки и застройки, и все они будут оказывать влияние на цветовую композицию.

УДК 692.415

Черноиван В.Н., Черноиван Н.В., Самкевич В.А.

ТЕПЛОВАЯ ИЗОЛЯЦИЯ СТЕН ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ТЕРМИЧЕСКОГО ЭКРАНА

Вопросам тепловой реабилитации ограждающих конструкций эксплуатируемых жилых и общественных зданий в Республике Беларусь уделяется большое внимание. В республике разработаны и введены в действие целый ряд нормативных документов по проектированию и устройству тепловой изоляции наружных стен зданий методом «термошуба» [1, 2, 3].

За последние шесть лет по технологии «термошуба» во многих городах Республики Беларусь выполнены работы по теплоизоляции стен более чем 200 объектов — жилых домов и общественных зданий.

Однако как показывает практика, качественное выполнение всех технологических процессов по устройству «термошубы» в состоянии обеспечить только специально подготовленные высококвалифицированные рабочие и инженерно-технический персонал.

Следует отметить, что предлагаемая в [2, 3] технология производства работ по устройству «термошубы» предусматривает в основном ручные операции при выполнении практически всех строительных процессов (подготовка фасадов здания; подготовка стен и их поверхностей; крепление плит утеплителя; устройство защитного

покрытия и др.), а это приводит к увеличению трудозатрат до 5 челчас на 1 м² устанавливаемой тепловой изоляции.

Практика показывает, что относительно не высокие прочностные характеристики поверхности «термошубы» требуют дополнительных мероприятий по исключению возможностей механического повреждения тепловой изоляции стен. Установленный нормативными документами [1] гарантийный срок эксплуатации «термошубы» определен не менее трех лет, что видимо недостаточно для капитальных зданий.

Согласно имеющейся информации из Республики Польша в зданиях, доутепленных по методу «термошуба», (соединение пенополистирольных плит утеплителя на клею с поверхностью стены) по истечении их эксплуатации более 18 лет на внутренних поверхностях стен появилась грибковая плесень, избавиться от которой практически не возможно.

Исходя из выше изложенного для снижения трудоемкости и материалоемкости устройства тепловой изоляции наружных стен эксплуатируемых жилых и общественных зданий, предлагается применить конструкцию на основе термического экрана (рис. 1).

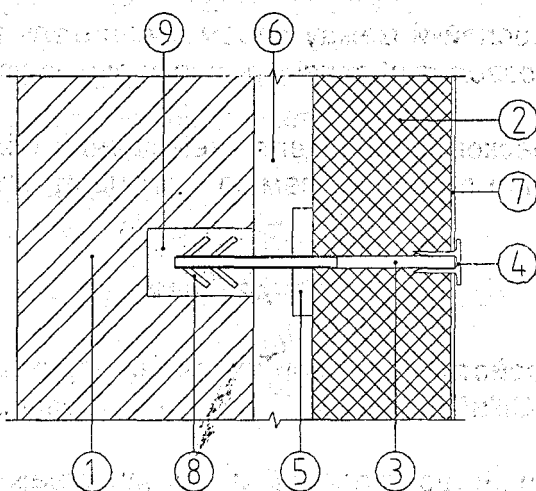


Рис. 1.

Общие детали термического экрана:

- 1 – утепляемая стена;
- 2 – плиты утеплителя пенополистирольные типа ПСБ-С;
- 3 – стеклопластиковый анкер;
- 4 – полиэтиленовая втулка;
- 5 – фиксирующая шайба-ограничитель;
- 6 – воздушная прослойка;
- 7 – отделочное покрытие ПКМ-1;
- 8 – шайба для анкеровки в стене;
- 9 – цементно-песчаный раствор.

Предлагаемое решение тепловой изоляции на основе термического экрана представляет собой конструкцию, состоящую из следующих основных элементов:

- а) пенополистирольных плит утеплителя типа ПСБ-С (ГОСТ 15588-86), навешиваемых на стеклопластиковые анкера, закрепленные в стены эксплуатируемых зданий;
- б) влаго- и огнестойкого отделочного покрытия из полимерно-кремнийорганического материала марки ПКМ-1 (авт.свид. № 471350).

Основными технологическими строительными процессами при устройстве термического экрана являются:

- установка на цементном растворе стеклопластиковых анкеров в предварительно просверленные в стенах здания шпурсы;
- навеска пенополистирольных плит на анкера и фиксация плит в проектом положении с помощью полиэтиленовых втулок;

- герметизация вертикальных и горизонтальных швов между пенополистирольными плитами пенополиуретановой композицией;
- нанесение на наружную поверхность пенополистирольных плит отделочного полимерно-кремнийорганического состава.

Одним из основных преимуществ конструкции предлагаемого термического экрана является то, что за счет наличия резьбы на рабочей части анкера обеспечивается с помощью ограничительной шайбы (5) вертикальность навески плитного утеплителя без проведения дополнительных работ по подготовке и выравниванию наружных поверхностей утепляемых стен.

Основными преимуществами предлагаемого конструктивного решения тепловой изоляции по сравнению с используемыми в практике строительства являются:

- существенное снижение трудоемкости и стоимости производства работ за счет уменьшения (почти в три раза) числа ручных технологических процессов;
- простота выполнения всех строительных процессов позволяет обеспечить необходимое качество выполнения работ без привлечения специально подготовленных рабочих;
- наличие воздушной прослойки между слоем утеплителя и наружными ограждающими конструкциями позволит обеспечить нормальные условия проживания в жилых помещениях;
- использование термического экрана для стен зданий облицованных плиткой позволит избежать падение плитки на землю и улучшит эстетический вид фасадов зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование и устройство тепловой изоляции наружных стен зданий методом «термощуба». П1-99 к СНиП 3.03.01-87. – Мн.: Госкомэнергосбережение РБ, 1999. –56с.
2. Проектирование и устройство тепловой изоляции ограждающих конструкций жилых зданий (ПЗ-2000 к СНиП 3.03.01-87). – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2000. – 86с.
3. Проектирование и устройство тепловой изоляции наружных стен зданий методом «термощуба». П1-99 к СНиП 3.03.01-87. (Справочное приложение). – Мн.: ГП «Белэнергосбережение», 1999. –24с.

ANALIZA EKONOMICZNA WYKORZYSTANIA KOLEKTORÓW SŁONECZNYCH DO PODGRZEWANIA WODY UŻYTKOWEJ W ODNIESIENIU DO INNYCH ODNAWIALNYCH ŹRÓDEŁ ENERGII

W krajach Unii Europejskiej jest on wykorzystany w 16%, podczas gdy w Polsce, krajowe wykorzystanie potencjału OZE, w zależności od oceny obecnej produkcji energii ze źródeł odnawialnych, szacuje się na 4% do 9% i wynika głównie z energetycznego wykorzystania drewna i odpadów drzewnych.

Najważniejszymi składnikami służącymi potencjalnej produkcji energii cieplnej to energia promieniowania słonecznego, energia biopaliw stałych oraz energia geotermalna. Energetyka wiatrowa, energetyka wodna oraz systemy skojarzonej produkcji energii oparte na biomasie to naturalne źródła energii elektrycznej. Biopaliwa ciekłe na bazie bioetanolu i estrów rzepakowych uzupełniają potencjał techniczny energii odnawialnej w Polsce w zakresie możliwości produkcji paliw pędnych.

Analizą objęto 16 grup technologii OZE:

- kolektory słoneczne do podgrzewania wody użytkowej,
- kolektory słoneczne do podgrzewania powietrza,
- kotły na drewno:
 - obsługiwane ręcznie, małej mocy,
 - ciepłownie automatyczne, większej mocy,
- kotły na słomę:
 - obsługiwane ręcznie, małej mocy,
 - ciepłownie automatyczne, większej mocy,
- biogazownie rolnicze (surowiec w postaci gnojownicy),
- biogazownie komunalne (surowiec w postaci osadu ściekowego) produkujące ciepło i energię elektryczną,
- instalacje wykorzystania gazu wysypiskowego:
 - do produkcji energii elektrycznej,
 - do współwytworzenia ciepła i elektryczności,
- systemy fotowoltaiczne,
- elektrownie wiatrowe sieciowe:
 - małej i średniej mocy,
 - większej mocy,
- małe elektrownie wodne:
 - odbudowywane w istniejącym jazie,
 - budowane od podstaw,
- ciepłownie geotermalne.

Ocenę ilości wdrożonych i funkcjonujących w 1999 r. instalacji OZE w układzie technologicznym i obecną produkcję energii ze źródeł odnawialnych w Polsce wg danych Europejskiego Centrum Energii Odnawialnej przedstawiono w tabeli. Zróżnicowanie danych o aktualnym stanie wykorzystania OZE wynika ze specyfiki sektora energetyki odnawialnej, charakteryzującego się rozproszoną generacją w instalacjach małej mocy. Szereg z tych instalacji produkuje energię na potrzeby własne użytkownika, jak to ma miejsce w przypadku wykorzystania w gospodarstwach domowych energii biomasy (drewno, słoma), słońca i wiatru, w biogazowniach rolniczych i

Tabela 1.

Instalacje	Liczba instalacji	Łączna moc [MW]	Produkcja energii	
			GWh	TJ
Kolektory słoneczne wodne	1500	5	-	15
Kolektory słoneczne powietrzne	50	1,5	-	3
Elektrociepłownie na odpady z przemysłu celulozowo-papierniczego i meblarskiego	50	1000	90	12500
Ciepłownie automatyczne na drewno	70	350	-	4200
Kotły małej i średniej mocy na drewno kawałkowe, trociny i wióry	100000	5000	-	80000
Ciepłownie na słomę	10	13	-	130
Kotły małej i średniej mocy na słomę	75	7	-	490
Ciepłownie geotermalne	3	26,8	-	147
Systemy fotowoltaiczne	2+156	-	-	-
Biogazownie rolnicze (gnojownica)	7	0,15	-	-
Biogazownie komunalne (osady ściekowe)	29	38,9	72,5	250
Biogazownie na gaz wysypiskowy	16	9	30	72
Elektrownie wiatrowe sieciowe	13	4	4	-
Elektrownie wiatrowe automatyczne	50	0,5	0,2	-
Małe elektrownie wodne	430	156	480	-
Bioetanol jako domieszka do benzyny	3	-	-	3800
RAZEM	102455	6611,7	766,7	101607

komunalnych, produkujących energię dla gospodarstw rolnych i oczyszczalni ścieków. Instalacje te wymagają prowadzenia specjalnych badań ankietowych, pozwalających określić ich liczbę, wydajność oraz produkcję energii. Wnioskowaniem o najważniejszym składniku bilansu energii odnawialnej – produkcji energii z biopaliw stałych w oparciu o bilansowanie wyszacowanego zużycia drewna i biomasy odpadowej może prowadzić do grubych błędów, bo odpady te są albo spalane na wolnym powietrzu, albo w niedostosowanych paleniskach, albo trafiają do kompostowni lub wręcz, co potwierdziły badania EC BREC – na wysypisku.

W latach 90-tych odnotowano wyraźny, oceniany na dwu- a nawet czterokrotny, wzrost wykorzystania odnawialnych źródeł energii. Odbywał się on dzięki oddolnym inicjatywom drobnych inwestorów i producentów technologii, wspomaganych przez nieliczne organizacje pozarządowe, a w drugiej połowie dekady także przez nieco bardziej aktywną postawę instytucji finansowych i samorządów. Mniej zaawansowane technicznie technologie OZE, oparte głównie na wykorzystaniu biopaliw stałych w kotłach obsługiwanych ręcznie, wdrażane były na zasadach komercyjnych, podczas gdy o wdrażaniu bardziej zaawansowanych technologii decydowały umiejętności pozyskania środków zewnętrznych na pojedynczą inwestycję.

Istnieje szereg powodów, dla których zagadnienia zewnętrznego finansowania inwestycji w energetyce odnawialnej mają większe i odmienne znaczenie niż w typowych przedsięwzięciach inwestycyjnych w energetyce konwencjonalnej. Wynika to z następujących cech projektów w energetyce odnawialnej:

- brak finansowego uwzględnienia kosztów zewnętrznych dla konkurencyjnych technologii konwencjonalnych i brak możliwości pełnej finansowej wyceny dodatkowych

korzyści z tytułu stosowania technologii OZE, a w konsekwencji mała konkurencyjność cenowa energetyki odnawialnej z cenami paliw kopalnych,

- wykorzystanie nowych (lub wręcz demonstracyjnych) technologii o zwiększonym stopniu ryzyka technicznego i eksploatacyjnego,
- mała i bardzo mała skala technologii, co zwiększa jednostkowe nakłady inwestycyjne,
- małe, początkowo jednostkowe zapotrzebowanie na technologie i związany z tym podwyższony koszt realizacji pierwszych zamówień,
- wysokie nakłady inwestycyjne (wyższe niż w energetyce konwencjonalnej) przy niskich kosztach eksploatacji,
- zwiększone nakłady inwestycyjne ze względu na brak dostępnej na miejscu odpowiedniej infrastruktury technicznej (np. przyłączenie do sieci),
- wysokie koszty przygotowania inwestycji/projektu (np. studium wykonalności) w stosunku do wartości inwestycji oraz brak deweloperów, agencji wspomagających i profesjonalnych firm konsultingowych,
- niewielcy inwestorzy, zazwyczaj osoby fizyczne, samorządy oraz małe i średnie przedsiębiorstwa mają trudności z wykazaniem wkładu własnego (niska zdolność kredytowa inwestorów).

Przeprowadzona ocena dostępności środków oraz efektywności ich wydatkowania na rozwój sektora OZE i wspomaganie inwestorów ujawnia potencjalnie rosnące możliwości, a jednocześnie nie wykorzystane rezerwy i wskazuje kierunki poprawy skuteczności ich wykorzystania poprzez zmianę celów, priorytetów, i sposobów ich wydatkowania.

Zrealizowane w ostatnich latach technologie OZE charakteryzują się wysokimi, jednostkowymi nakładami kapitałowymi zbliżonymi, a niekiedy (nawet) przewyższającymi analogiczne wskaźniki dla państw Unii Europejskiej. Składają się na to wysokie koszty zakupu często importowanych technologii, opłat licencyjnych i podatków, ale także brak szerszych doświadczeń w realizacji inwestycji, mały obrót na rynku technologii, i ponoszenie dodatkowych kosztów związanych z pionierskim i demonstracyjnym charakterem przynajmniej części z wdrażanych technologii OZE. Brak odpowiedniej polityki naukowej i przemysłowej oraz finansowej w stosunku do sektora energetyki odnawialnej i krajowych producentów technologii spowodował, że na przestrzeni ostatnich lat nie zanotowano istotnego obniżenia wysokości nakładów inwestycyjnych na technologie OZE w Polsce oraz widocznej poprawy parametrów eksploatacyjnych. Zestawienia parametrów ekonomicznych badanych inwestycji (przy braku mechanizmów wsparcia) przedstawia poniższa tabela.

Przeprowadzona w opracowaniu analiza ekonomiczna wykorzystania OZE w warunkach cen urządzeń na technologie OZE i cen energii z paliw kopalnych w roku 1998 oraz stosowanej prognozy ich wzrostu do roku 2020 (ale bez uwzględnienia kosztów zewnętrznych) pozwala na podział technologii OZE na grupy. Pierwszą grupę stanowią technologie, które osiągają wewnętrzną stopę zwrotu nakładów równą (lub wyższą) od stopy oprocentowania kredytów komercyjnych a mianowicie: kolektory słoneczne do suszenia płodów rolnych budowane sposobem gospodarczym oraz kotły na drewno i słome obsługiwane ręcznie (bez możliwości automatycznego zadawania biopaliwa).

Druga grupa to technologie, dla których stopa zwrotu nakładów jest niższa od stopy oprocentowania kredytów komercyjnych, ale wyższa od zera. W tej grupie znajdują się: małe elektrownie wodne zbudowane na istniejących jazach, instalacje wykorzystujące gaz wysypiskowy do produkcji energii elektrycznej, kolektory słoneczne do podgrzewania wody oraz biogazownie komunalne produkujące w skojarzeniu energię elektryczną i ciepło. Małe elektrownie wodne na jazach oraz instalacje wykorzystujące gaz wysypiskowy mają wewnętrzną stopę zwrotu wyższą od oprocentowania pożyczek preferencyjnych (8%).

Tabela 2. Wyniki analizy ekonomicznej w oparciu o metodę IRR (wewnętrzna stopa zwrotu) dla różnych technologii OZE oraz moc zainstalowana

Technologia OZE oraz moc zainstalowana (elektryczna (e_l) lub cieplna (t_h))	IRR [%]	zdyskontowany okres zwrotu [lata]	prosty okres zwrotu [lata]	Koszt wytwarzanej energii cieplnej [zł/GJ]	Koszt wytwarzanej energii elektrycznej [zł/kWh]
Kolektor słoneczny do podgrzewania powietrza – 42 kW _{th}	45,1	3,7	1,8	20,2	
Kolektor słoneczny do podgrzewania wody – 4 kW _{th}	8,4	11,9	7,3	147,3	
Ręcznie obsługiwany kocioł na drewno małej mocy – 80 kW _{th}	35,8	4,9	3,1	25,0	
Ręcznie obsługiwany kocioł na słomę małej mocy – 65 kW _{th}	30,9	4,6	2,6	20,2	
Mała elektrownia wodna zbudowana na istniejącym jazie – 45 kW _{el}	11,2	10,4	4,1		0,23
Instalacja do wykorzystania gazu wysypiskowego do produkcji energii elektrycznej – 400 kW _{el}	9,4	9,4	4,7		0,22
Biogazownia komunalna na osad ściekowy do produkcji skojarzonej energii elektrycznej i ciepła – 320 kW _{el} plus 540 kW _{th}	2,1	12,3	6,7		0,32
Ciepłownia na słomę – 1000 kW _{th}	<0	>20	7,6	29,1	
Ciepłownia na zrębki drzewne – 500 kW _{th}	<0	>20	9,7	33,2	
Elektrownia wiatrowa sieciowa 2x 600 kW _{th}	<0	>20	12		0,51
Mała elektrownia wodna z jazem zbudowanym od podstaw – 90 kW _{el}	<0	>20	14		0,55
Biogazownia rolnicza na gnojowicę – 15 kW _{th}	<0	>20	14	57,1	
Ciepłownia geotermalna – 7500 kW _{th}	<0	>20	20	61,8	
System fotowoltaiczny do zasilania lampy ulicznej – 0,12 kW _{el}	<0	>20	200		8,89

Biogazownie na osad ściekowy (zbudowane w oparciu o technologie zagraniczną) i kolektory słoneczne do podgrzewania wody użytkowej wymagają wsparcia dotacją w wysokości do 30% nakładów inwestycyjnych (poza lub zamiast kredytu preferencyjnego).

Kolejną grupę stanowią technologie objęte analizą, które w celu uzyskania wewnętrznej stopy zwrotu nakładów powyżej obecnej stopy oprocentowania kredytów inwestycyjnych (18%) wymagają wsparcia w postaci dotacji sięgających do 70% nakładów inwestycyjnych. Są to: automatyczne ciepłownie na słomę i zrębki drzewne, elektrownie wiatrowe sieciowe oraz małe elektrownie wodne budowane od podstaw wraz ze spięzzeniami. W tej grupie technologii poprawę parametrów ekonomicznych można uzyskać poprzez wydłużenie okresu eksploatacji ciepłowni na biomasę oraz lokalizację siłowni wiatrowych w miejscach o wyższej prędkości wiatru.

Należy także wspomnieć o technologiach, które mogą być realizowane jako projekty demonstracyjne finansowane z zewnątrz. Do tej grupy należą: biogazownie rolnicze, ciepłownie geotermalne, małe elektrownie wiatrowe sieciowe, systemy fotowoltaiczne. Poprawę parametrów ekonomicznych niektórych technologii z tej grupy można uzyskać w warunkach łącznej produkcji energii z innymi rodzajami produkcji, np. dla biogazowni rol-

niczych znaczącą poprawę wskaźników ekonomicznych dałaby produkcja kompostu z przefermentowanej gnojowicy, dla ciepłowni geotermalnych zapewnienie odbioru ciepła przez dłuższy okres czasu w ciągu roku – rozszerzenie usług energetycznych poza sezonem grzewczym – zaopatrzenie w ciepłą wodę, obsługa ośrodków rekreacyjnych i sportowych w sezonie letnim.

Oceny ekonomicznej badanych technologii OZE (w warunkach roku 1998) dokonąć można pod kątem zdyskontowanego tempa zwrotu nakładów inwestycyjnych.

W pierwszej kolejności należy wymienić technologie, które charakteryzuje prosty okres zwrotu nakładów inwestycyjnych równy lub krótszy niż trzy lata, a zdyskontowany okres zwrotu nie przekracza 5 lat. Do tej grupy należą: kolektor powietrzny do suszenia płodów rolnych budowany sposobem gospodarczym, oraz małe kotły na drewno i słomę obsługiwane ręcznie.

Do drugiej grupy technologii, dla których prosty okres zwrotu nakładów mieści się w przedziale od 4 do 7,5 lat, a zdyskontowany okres zwrotu wynosi od 9,5 do 12,5 lat, należą: małe elektrownie wodne budowane na istniejących jazach, instalacje wykorzystujące gaz wysypiskowy do produkcji energii elektrycznej; kolektory słoneczne do podgrzewania wody oraz biogazownie komunalne na osad ściekowy produkujące energię elektryczną i ciepłą.

Pozostałe technologie charakteryzują się zdyskontowanym okresem zwrotu powyżej 20 lat. Do tej grupy zalicza się: automatyczne ciepłownie na słomę i zrębki, elektrownie wiatrowe sieciowe, ciepłownie geotermalne, biogazownie rolnicze, systemy fotowoltaiczne i małe elektrownie wodne budowane wraz ze spiętrzeniami. Okres trwałości tych ostatnich jest dłuższy od 20 lat i ich budowa może być rozważana jako zasadna przy uwzględnieniu korzyści wynikających z małej retencji wody.

Pod względem kosztów produkcji energii, technologie OZE można podzielić:

- technologie, które wykazują koszty produkcji energii niższe lub porównywalne z kosztami lub cenami zastępowanych konwencjonalnych nośników energii. Do tej grupy zalicza się: kolektory słoneczne powietrzne, małe kotły na drewno i słomę obsługiwane ręcznie, automatyczne ciepłownie na słomę, małe elektrownie wodne zbudowane na istniejących spiętrzeniach i instalacje wykorzystujące gaz wysypiskowy do produkcji energii elektrycznej,
- technologie, które produkują energię po kosztach wyższych od średnich krajowych cen, ale mogą być konkurencyjne w następujących warunkach: wykorzystanie dostępnych kredytów preferencyjnych i dotacji lub zlokalizowane w rejonach o najwyższych cenach energii ze źródeł konwencjonalnych (spowodowanych wyższymi kosztami transportu, przesyłu i dystrybucji konwencjonalnych nośników energii na obszarach wiejskich i peryferyjnych oraz wyższymi kosztami dostarczenia energii do odbiorców rozproszonych). W tej grupie mieszczą się między innymi elektrownie wiatrowe sieciowe, ciepłownie automatyczne na biomasę, a nawet w specjalnych obszarach niszowych najmniej obecnie opłacalne technologie fotowoltaiczne (zasilanie znaków świetlnych na morzu),
- pozostałe technologie, nawet w przypadku uzyskania dotacji w wysokości 50% całkowitych nakładów inwestycyjnych nie mogą konkurować z najwyższymi w Polsce cenami energii uzyskiwanymi z instalacji wykorzystującymi paliwa kopalne.

Badania wpływu zastosowania dopłaty do ceny sprzedawanej do sieci energii ze źródeł odnawialnych w badanej wysokości 25% (dla ciepła) i 35% (dla energii elektrycznej) w stosunku do obowiązującej ceny zakupu energii ze źródeł odnawialnych, wykazały znaczące działanie tego mechanizmu wsparcia dla technologii małych elektrowni wodnych i wykorzystania gazu wysypiskowego do produkcji energii elektrycznej. Zgodnie z doświadczeniami amerykańskimi stosowanie tego mechanizmu nazywanego Renewable

Energy Production Incentive - REPI, może być zachętą do podejmowania nowych przedsięwzięć inwestycyjnych tylko pod warunkiem, że inwestorzy będą mieli gwarancję utrzymania go przez wiele lat.

W oparciu o wieloletnie doświadczenia zagraniczne w stosowaniu różnych mechanizmów wsparcia (w tym obowiązku zakupu energii ze źródeł odnawialnych po określonej cenie i dopłaty do ceny sprzedawanej energii na wzór niemiecki, duński i hiszpański - mechanizm Guaranteed in-feed Prices) dla technologii OZE dostarczających energię do sieci można wyprowadzić wniosek, że wprowadzenie konkurencji w ubieganiu się niezależnych dostawców energii o dopłaty do cen energii lub wprowadzenie dla przedsiębiorstw energetycznych obowiązku zakupu energii ze źródeł odnawialnych, połączonego z minimalnym poziomem zakupu oraz możliwością wyboru dostawcy, stymuluje postęp w rozwoju technologii, co obniża koszty produkowanej energii. Powyższy efekt najłatwiej można uzyskać dzięki mechanizmowi przetargu na dostawę określonych ilości energii ze źródeł odnawialnych (brytyjskie Non-Fossil Fuel Obligation) lub poprzez wprowadzenie dla przedsiębiorstw energetycznych obowiązku uzyskania określonego udziału energii ze źródeł odnawialnych w ich bilansach oraz pozostawienie im swobody wyboru dostawcy oferującego energię po najniższej cenie (amerykańskie i austriackie Renewable Portfolio Standard).

Badane pośrednie mechanizmy wsparcia w postaci ulg podatkowych i przyspięszzonej amortyzacji same w sobie okazują się niewystarczające dla większości technologii OZE w warunkach krajowych, bez uzupełnienia ich o bezpośrednie zachęty finansowe w postaci dotacji.

Analiza ekonomiczna wykorzystania różnych technologii OZE wykazała ich wysokie zróżnicowanie pod względem opłacalności i indywidualną wrażliwość na stosowanie różnych mechanizmów wsparcia. Technologie OZE stanowią jednolitą, różną od konwencjonalnych technologii energetycznych grupę w sensie ich cech technicznych, ekologicznych i użytkowych, ale wysoki rozrzut ich parametrów ekonomicznych i specyfika lokalnych warunków ich wykorzystania nakładają obowiązek stosowania indywidualnego podejścia przy ocenach ekonomicznych i stwarzają trudności w uśrednianiu ich charakterystyk techniczno-ekonomicznych.

LITERATURA

[1] Praca badawcza EC/BREC/IBMER pt. „Ekonomiczne i prawne aspekty wykorzystania odnawialnych źródeł w Polsce”

Ambicki Witold

WYBRANE ASPEKTY W PROCESIE PROJEKTOWANIA SALI WYKŁADOWYCH

W starożytnej Grecji aula była dziedzińcem wewnętrznym w domu mieszkalnym, zaś w starożytnym Rzymie siedzibą cesarską. We wczesnym średniowieczu pojęciem *aula regla* określano pałac królewski. W bazylikach starochrześcijańskich aula była pomieszczeniem na głównej osi budynku: atrium razem z nawą główną. Od XVI w. stała się reprezentacyjną salą wykładową, odczytową itp. [3]

Podchodząc do tematu projektowania sali wykładowej należy zastanowić się nad wieloma zagadnieniami, które decydują o końcowym efekcie projektu.

Główne czynniki, które należy uwzględnić w procesie projektowania sal wykładowych to:

1. Kształt geometryczny (profil, przekrój auli),
2. Wielkość auli (długość, szerokość, wysokość),
3. Zależności optyczne (dobra widoczność z każdego miejsca sali wykładowej),
4. Światło - oświetlenie sali (naturalne i sztuczne),
5. Akustyka pomieszczenia (nagłośnienie sali, materiały wykończeniowe ścian sali wykładowej),
6. Komfort cieplny (klimatyzacja sali, instalacja grzewcza),
7. Środki audiowizualne występujące w sali (rzutnik pisma, ekran projektowy itp.),
8. Warunki przeciwpożarowe oraz BHP sali wykładowej,
9. Ergonomia i fizjologia człowieka.

Kształt sali wykładowej

Ogólnie można podzielić to zagadnienie na dwa przypadki w zależności od przekroju poziomego i pionowego. Ze względu na przekrój pionowy kształt sali wykładowej może być linią prostą bądź krzywą. Ze względu na przekrój (rzut) poziomy - kształt sali wykładowej może być w rzucie prostokątem, trapezem lub wycinkiem koła.

Wielkość sali wykładowej

Rozmiar sali uwarunkowany jest przede wszystkim przepisami prawa budowlanego oraz potrzebami, co do funkcjonalności samej auli, a mianowicie czy dana aula ma być salą reprezentacyjną uczelni czy też ma służyć codziennym wykładom. W obecnej sytuacji finansowej uczelni należałoby szukać rozwiązania łączącego dwa powyższe stwierdzenia, czyli pogodzenia funkcji reprezentacyjnej z użytkową.

Zależności optyczne

Bardzo ważnym czynnikiem w kształtowaniu sali jest to, aby z każdego miejsca sali wykładowej obserwator mógł w pełni skorzystać z wykładu, czyli żeby miał możliwość zobaczenia tego, co się dzieje w obrębie katedry, a w szczególności na tablicy. Żeby spełnić tego rodzaju wymóg należy w taki sposób zaprojektować kształt sali, aby obserwator siedzący w rzędzie wcześniejszym nie zasłaniał temu siedzącemu za nim, tego, co dzieje się na tablicy. Można to osiągnąć wprowadzając jednocześnie zróżnicowanie poziomów poszczególnych rzędów.

Wzór $H_{liter \text{ lub } cyfr} = (\text{odległość od oka}/200)$ określa zależność pomiędzy wysokością liter lub cyfr na tablicy, a odległością obserwatora. Litery mogą być nieczytelne w przypadku, gdy ostatni rząd będzie za bardzo oddalony od tablicy. Zachowanie dopuszczalnej maksymalnej odległości ostatniego rzędu sali od tablicy, ze względu na prawidłowe odczytywanie liter jest jednym z elementów prawidłowego zaprojektowania auli.

Oświetlenie

Rozróżniamy dwa rodzaje oświetlenia: naturalne i sztuczne. Potrzeba zastanowienia się nad tym problemem jest duża. Czy takie sale generalnie powinny być oświetlane sztucznie czy światłem naturalnym? Mieszanie tych dwóch rodzajów światła na pewno jest szkodliwe dla wzroku człowieka. Biorąc jednak pod uwagę czas prowadzenia zajęć w przeciągu dnia, jak również pory roku (jesień, zima), w salach wykładowych korzystanie z oświetlenia sztucznego jest niezbędne. **Akustyka auli wykładowej**

Wielkość oraz kształt ma decydujący wpływ na akustykę pomieszczenia. Oczywiście nie bez znaczenia jest to czy w takiej sali będzie występowało odpowiednie nagłośnienie. Obecnie trudno sobie wyobrazić, aby mówca nie korzystał z mikrofonu prowadząc wykład w sali wykładowej.

Środki audiowizualne

Rzutniki pisma, ekrany projektowe w znaczny sposób ułatwiają przekazanie treści wykładu w dużych salach wykładowych. W dzisiejszych czasach technik audiowizualnych

trudno wyobrazić sobie przekazywanie wiedzy za pomocą wyłącznie tablicy i kredy. Postęp techniczny pozwala na korzystanie z urządzeń ułatwiających poznawanie treści przekazywanych przez wykładowców. Codziennie jest wykorzystywane magnetowidy czy komputerów do prowadzenia wykładów, nie wspominając już o rzutnikach pisma czy ekranach.

Oczywiście te wszystkie środki audiowizualne, nagłośnienie, przy odpowiednich wymiarach sali, jej kształcie, jak również strukturze ściany mają wpływ na akustykę pomieszczenia i optykę całej auli.

Klimatyzacja

Jeżeli założymy, że sala wykładowa przeznaczona jest na stały pobyt ludzi, to trzeba zwrócić uwagę na warunki klimatyczne takiego pomieszczenia. Przewietrzanie takich sal w przerwach między wykładami nie zdaje egzaminu, poza tym wykłady prowadzone są często po kilka godzin na raz, a brak wymiany powietrza powoduje objawy senności u studentów z powodu braku tlenu. Ewentualna klimatyzacja sali wykładowej niesie za sobą konieczność zainstalowania w sali przewodów klimatyzacyjnych, które należy tak zaprojektować, aby przewody nie zmniejszały wysokości pomieszczenia w świetle.

Warunki przeciwpożarowe oraz BHP sali wykładowej

Budynek powinien być usytuowany na działce, zaprojektowany i wybudowany w sposób zapobiegający powstawaniu i rozprzestrzenianiu się pożaru. Sale wykładowe muszą spełniać przepisy przeciwpożarowe oraz BHP tak, jak inne budynki użyteczności publicznej. Budynek i urządzenia z nim związane powinny być zaprojektowane i wykonane w sposób zapewniający w razie pożaru: nośność konstrukcji przez założony czas; ewakuację ludzi; prowadzenie akcji ratowniczej oraz ograniczenie rozprzestrzeniania się pożaru w obiekcie i na sąsiednie obiekty. Wymagania dotyczące zabezpieczenia przeciwpożarowego budynku, jego części wynikają z przeznaczenia i sposobu użytkowania budynku; zagrożenia wybuchem oraz występującego obciążenia ogniowego i są ustalane zgodnie z rozporządzeniem, przepisami dotyczącymi ochrony przeciwpożarowej i przeciwybuchowej oraz Polskimi Normami.

Pomieszczenia przeznaczone na pobyt ludzi muszą być w sposób wystarczający oświetlone światłem dziennym i sztucznym, ogrzewane, przewietrzane oraz zabezpieczone przed wilgocią, nadmiernymi stratami lub zyskami ciepła, uciążliwymi dźwiękami, drganiami itp.

Ergonomia i fizjologia człowieka

Fizjologiczną właściwością oka, mającą ważne znaczenie przy wykonywaniu pracy, jest to, że oko jest podtrzymywane w oczodole przez 6 mięśni zewnętrznych, z których 4 są mięśniami prostymi; przy ich pomocy następuje skręt oka w górę, w dół i na boki; 2 mięśnie skośne sterują ruchami tocznymi wzdłuż osi podłużnej oka. Mięsień pociągający oko ku dołowi jest silniejszy od mięśnia skierowującego oko ku górze; ma to ważne konsekwencje: mniej męczy nas patrzenie w dół niż w górę; w stanie spoczynku mięśnie nasze spojrzenie kieruje się ku dołowi, gdy człowiek przyjmuje postawę zupełnie wyprostowaną, spojrzenie lekko odchyła się ku dołowi. W związku z tymi osobliwościami ludzkiego oka przy projektowaniu sal wykładowych należy pamiętać, że stałe patrzenie przed siebie, a tym bardziej ku górze jest sprzeczne z naturalnym położeniem oka i z tego względu powoduje szybsze zmęczenie, a nawet ból głowy, można temu zapobiegać tak, by przy obserwacji tablicy wzrok był lekko skierowany ku dołowi [1].

Dzisiejsze sale wykładowe

Współczesne obiekty szkół wyższych składają się z szeregu osobnych instytutów, łatwych do rozbudowania.

Są zwykle zgrupowane wokół głównego gmachu uczelni z aulą, rektoratem i administracją, klubem studenckim i urządzeniami centralnego zaopatrzenia w energię cieplną i elektryczną.

W budynkach instytutów studenci mają zajęcia praktyczne i laboratoryjne połączone z wykładami i pokazami w audytoriach. Sale wykładowe (audytoria) usytuowane są w taki sposób, że wejścia dla studentów znajdują się w pobliżu ściany tylnej (przy wznoszących się miejscach na najwyższym rzędzie, w bardzo dużych salach w połowie wzniesienia), natomiast wejście wykładowcy znajduje się blisko jego miejsca, w którym jest tablica czy rzutnik i prowadzi bezpośrednio z pomieszczeń zbiorów naukowych potrzebnych do demonstrowania. W wielu przypadkach budynek instytutu łączy w sobie szereg specjalnych oddziałów, tego samego kierunku naukowego, z których każdy potrzebuje własnych sal wykładowych o różnej wielkości, oprócz jednego wspólnego audytoria. To ostatnie może być usytuowane na parterze z pełną możliwością ukształtowania pionowego, również ewentualnie z górnym oświetleniem; natomiast pozostałe oddziałowe sale wykładowe są zwykle rozwiązane w ramach wysokości normalnych kondygnacji budynku. Na przykład w budynku uniwersyteckim „Abbeanum” w Jenie, audytoria Instytutu Optyki zostało wprowadzone w przestrzeń pomieszczenia zbiorów Instytutu Matematyki, które mogło być niższe niż normalna kondygnacja. Mała sala wykładowa tego Instytutu ma z kolei wysokość normalnej kondygnacji, podczas gdy duża sala Instytutu Matematyki Stosowanej na ostatniej kondygnacji wychodzi ponad dach [2].

Dojścia do sal dla wykładowców zawsze znajdują się w pobliżu stołu (miejsca wykładu) i prowadzą bezpośrednio z pomieszczeń instytutu, a wejścia dla studentów na najwyższym rzędzie miejsc z dostępem do klatki schodowej i drogi ewakuacyjnej.

Układ dojeżdż i przejść na salach rozwiązywany jest w zależności od ich wielkości i kształtu, a więc w małej sali wystarczające są szerokości (w przypadku otwierania drzwi na zewnątrz):

- przejścia boczne przy oknach 60..75 cm,
- przejścia środkowe 85..100 cm,
- przejścia tylnego 75..85 cm.

Zgodnie z Dz. U. Nr 15/99 szerokość poziomych dróg ewakuacyjnych oblicza się przyjmując 0,6 m na 100 osób mogących przebywać na danej kondygnacji budynku; jednak szerokość ta nie może być mniejsza niż 1,4 m.

W salach głębszych (dłuższych) szerokości przejść powinny być nieco większe; w salach szerszych zaleca się stosować dodatkowe przejścia środkowe o szerokości 75..100 cm, które może się zwężać ku przodowi.

Odległość pierwszego rzędu miejsc od tablicy powinna wynosić minimum 2,5+3,0 m.

W większych audytoriach rzędy miejsc wznoszą się czasami dość stromo, szczególnie w salach do pokazów na stołach demonstracyjnych (np. w klinikach chirurgicznych). W celu dobrego uprzywilejowania studentom obserwowania operacji wewnętrznych stosuje się miejsca z otworami wglądowymi w stropie nad stołem operacyjnym.

Miejsca siedzące na sali wykładowej projektuje się przeważnie w konstrukcji szkieletu z rur stalowych, z drewnianymi siedziskami i oparciami. W salach wykładowych, w których studenci często podchodzą do stołu demonstracyjnego, zaleca się podział rzędów siedzeń po 2 miejsca z międzyprzejściami (szerokość 50..55 cm) w kierunku stołu lub stosowanie siedzeń obrotowo-ruchomych, które umożliwiają każdemu studentowi swobodne wyjście ze środka rzędu bez poruszania sąsiadów.

Wymiary miejsca dla 1 studenta:

- najwygodniejsze 70×85 cm,
- zwykle 60×80 ≥ 55×75 cm.

Powierzchnia przypadająca na 1 studenta łącznie z komunikacją wewnętrzną kształtuje się w większych audytoriach, przy ciasnym ustawieniu $0,60$ m, natomiast w mniejszych salach, przy normalnym ustawieniu $0,80+0,95$ m.

Wysokość kondygnacji w świetle pomieszczenia powinna być większa od $3,50$ m – dla małych sal, a dla większych audytoriów odpowiednio więcej, przede wszystkim przy stromo wznoszących się rzędach miejsc.

Przy oświetleniu bocznym, miejsca położone w najwyższym rzędzie i najbardziej oddalone od okien powinny mieć zapewniony kąt padania światła na pulpit większy lub równy 25° .

Miejsce dla wykładowcy, w zależności od potrzeb, powinno być wyposażone w stały stół demonstracyjny z niezbędnym doprowadzeniem wody, gazu i prądu lub w stół ruchomy z podłączeniami i wyłącznikami umieszczonymi na frontowej ścianie pierwszego rzędu miejsc.

Wzniesienie podium ponad podłogą pierwszego rzędu miejsc, w zależności od potrzeby, powinno wynosić $20..60$ cm.

Akustyka pomieszczeń

Dobre warunki akustyczne są jednym z najważniejszych wymagań stawianych pomieszczeniom przeznaczonym do odbioru dźwięków. Są one zapewnione, gdy dźwięk wytworzony w jednym punkcie pomieszczenia odbierany jest w każdym innym punkcie bez zniekształceń (bez echa i z pogłosem o korzystnej długości).

Na akustykę pomieszczeń mają wpływ:

- 1) kształt pomieszczenia,
- 2) wielkość pomieszczenia,
- 3) wyposażenie pomieszczenia,
- 4) położenie źródła dźwięku,
- 5) czas pogłosu.

1. Kształt pomieszczenia

Korzystny kształt pomieszczenia ze względu na akustykę to prostokąt lub trapez, rozszerzający się od źródła dźwięku. Niekorzystne są kształty rzutu: kwadrat, koło, owal itp. Niekorzystne są także duże, wklęsłe powierzchnie krzywiznowe (kopuły, sklepienia beczkowe), powodujące ogniskowanie dźwięków, oraz powierzchnie osłaniające dźwięki (daleko wysięgające empery, głębokie nisze).

Korzystne są wznoszące się rzędy siedzeń i podziały powierzchni stropów i ścian (jeżeli nie działają przystaniająco na dźwięki w miejscach leżących niżej lub nie powodują pochłaniania tonów wysokich).

2. Wielkość pomieszczenia

Zasięg przeciętnego głosu w kierunku na wprost wynosi około $20..30$ m, na boki 13 m, do tyłu 10 m.

Największa objętość pomieszczenia pozbawionego wzmacniającego wyposażenia technicznego (głośniki, reflektory dźwięku itp.) wynosi: w audytoriach do $18\ 000$ m³, w salach koncertowych do $30\ 000$ m³.

Wysokość pomieszczenia w zasadzie nie powinna przekraczać 8 m. Stosunek

wysokości do szerokości i długości powinien wynosić w miarę możliwości: $2:3:5$; $1:\sqrt[3]{2}:\sqrt[3]{4}$, przy czym najlepszym rozwiązaniem jest tzw. złote cięcie przy zachowaniu proporcji $3:4:8$.

3. Wyposażenie pomieszczeń

Na ogół masywne ściany i stropy są mniej korzystne od współdrgających, odsuniętych od konstrukcji ścian z wykładziną. Przy projektowaniu instalacji grzewczych i

wentylacyjnych należy zwrócić uwagę na wyeliminowanie występujących prądów ciepłego powietrza w przestrzeni między źródłem dźwięku i słuchaczem.

Tyłne ściany pomieszczeń w pobliżu słuchaczy, kopuły, balustrady, empory (balkonów, łóż) należy wyłożyć materiałem dźwiękochłonnym.

Korzystne jest ustawienie miejsc w miankę i wznoszenie się rzędów w kierunku od źródła dźwięku. Tak zwana przewyżka rzędów o 8 cm zapewnia docieranie dźwięków bezpośrednich do wszystkich miejsc zajmowanych przez słuchaczy.

4. Położenie źródła dźwięku

Źródło dźwięku powinno być położone przed ścianą odbijającą dźwięk. Przy większych wysokościach pomieszczeń korzystny jest ekran odbijający nad źródłem dźwięku. Maksymalna odległość głośników (w jednym pomieszczeniu) od bezpośredniego źródła mowy wynosi 34 m, a od źródła muzyki 24 m.

5. Czas pogłosu

Pogłos powstaje przez odbicie dźwięku bezpośredniego od powierzchni ograniczających pomieszczenie. Jest on odbierany przez słuchacza jako zanikanie dźwięku. Jeżeli dźwięki odbite są oddzielone w czasie od dźwięku bezpośredniego (droga dźwięku odbitego jest większa lub równa 34 względnie 24 m), nazywa się je echem. Echo jest błędem z akustycznego punktu widzenia, natomiast pogłos o różnej długości jest pożądanym.

Czas pogłosu może być regulowany wielkością pomieszczenia i zastosowaniem materiałów dźwiękochłonnych. Pogłos zwiększa się wraz z rozmiarami sali.

Dla każdego pomieszczenia istnieje optymalny czas pogłosu, zależny od objętości i przeznaczenia pomieszczenia (audytorium, sala koncertowa). W pomieszczeniach wykorzystywanych głównie jako audytoria zrozumiałość mowy zależy od czasu pogłosu. Wraz ze wzrostem objętości pomieszczenia czas pogłosu powinien zwiększać się od 0,5 do 1,0 sek.

W salach koncertowych (2 000 do 14 000 m³) dla wszystkich rodzajów muzyki średni czas pogłosu wynosi 1,7 sek.

Zależy on jednak przede wszystkim od absorpcji dźwięków przez publiczność, dlatego objętość pomieszczenia powinna wynosić co najmniej 6,7 m³ na 1 słuchacza, optymalnie 8,9 m³. Zmiany czasu trwania pogłosu zależne od stopnia wypełnienia widowni można eliminować za pomocą krzeseł, których absorpcja powinna być równa absorpcji słuchaczy. Obliczenie czasu trwania pogłosu wg Zellera:

$$f = \frac{V}{6A} \quad V = \text{objętość sali [m}^3\text{]}; A = \text{całkowita zdolność pochłaniania dźwięku w pomieszczeniu [m}^3\text{]}$$

Zdolność pochłaniania dźwięku określa się jako obliczoną dla całej powierzchni wnętrza sumę $A = \sum aF$ (współczynnik pochłaniania dźwięku razy powierzchnia) [2].

Pochłanianie dźwięku (absorpcja)

Fale dźwiękowe padające na powierzchnię materiału są częściowo odbijane pod kątem padania, częściowo pochłaniane (zamiana w ciepło, dalsze rozchodzenie się w materiale), a częściowo przepuszczane.

Do obliczeń przyjmowana jest średnia (współczynnik pochłaniania dźwięku) będąca stałą materiałową.

Pochłanianie dźwięku:

a) przez warstwę porowatą zwiększa się wraz z częstotliwością. Duże pochłanianie przy niskich częstotliwościach wymaga użycia luźnych materiałów włóknistych o dużej grubości warstwy = 100 mm. Twarde płyty pilśniowe mają małą zdolność pochłaniania dźwięku. Zwiększenie ich grubości ponad 10 mm jest nieskuteczne. Korzystne są przestr-

zenie powietrzne (wykładzina z materiału porowatego, na podkładzie z listew). Przy malowaniu należy unikać farb dających jednorodną, szczelną powłokę;

b) przez płyty perforowane korzystne jest przy otworach \varnothing 4 mm w odstępach, co 10 mm (około 13 % powierzchni); można stosować również płyty pilśniowe o grubości 3 do 5 mm; płyty gipsowe w stropach i ogrzewaniu przez promieniowanie blachy metalowe;

c) przez płyty dźwiękochłonne perforowane (4 410 otworów na 1 m²) lub nacinane, ostatnio także o gładkiej powierzchni (włókno szklane lub mineralne);

d) przez płyty drgające zamocowane przed ścianą w odpowiednim odstępie, wprawiane w drgania i pochłaniające w ten sposób dźwięk. Częstotliwość rezonansowa płyty zależy od jej ciężaru, zamocowania, rodzaju płyty i grubości warstwy powietrza za płytą;

e) przez rezonatory tylko w specjalnych przypadkach (studia radiowe itp.), np. Rezonatory szczelinowe, przy stosowaniu dekoracyjnych listew drewnianych.

Barwa dźwięku

Dla uniknięcia uciążliwych zmian dźwięku należy starannie równoważyć działanie materiałów dźwiękochłonnych. Materiały porowate pochłaniają lepiej dźwięki wysokie, nieporowate dźwięki niskie.

Moc źródła dźwięku: Każde źródło dźwięku ma określoną moc maksymalną. Wraz z objętością pomieszczenia wzrasta jego powierzchnia i pochłanianie dźwięków, powodując spadek efektywności źródła dźwięku.

Zastosowane materiały dźwiękochłonne mają wpływ na natężenie dźwięku w pomieszczeniu i na czas pogłosu. Materiały dźwiękochłonne należy dobrać w zależności od rodzaju dźwięków.

Rozpraszanie Ściany powinny rozpraszać dźwięki. Dlatego należy unikać powierzchni równoległych, a powierzchnie gładkie dzielić na elementy o szerokości około 1 m, umieszczając je w różnych płaszczyznach.

Przy projektowaniu większych obiektów, mieszczących sale koncertowe lub audytorium i hale widowiskowe, należy współpracować z akustykiem, ponieważ architekt jest odpowiedzialny za akustycznie prawidłowe zaprojektowanie pomieszczeń, a prawidłowe zaprojektowanie nagłośnienia dużych pomieszczeń wymaga często specjalnych badań [2].

LITERATURA

- [1] Gorczycka Ewa: „Fizjologiczne i psychosocjologiczne aspekty pracy ludzkiej”. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej. Częstochowa 1984.
- [2] Neufert Ernst: „Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego”. Wydawnictwo Arkady. Warszawa 1980.
- [3] „Wielka Encyklopedia Powszechna PWN”. Warszawa 1962.

ARCHITEKTURA NOWYCH FORM I TECHNOLOGIE HELIOAKTYWNE – KOLIZJA DWÓCH SYSTEMÓW

Zastosowanie helioaktywnych systemów i technologii znajduje coraz większe uzasadnienie w projektowaniu struktur architektonicznych - równocześnie ich obecność wnosi cały szereg nowych, nieznanych wcześniej uwarunkowań i ograniczeń wpływających w istotny sposób na formę i strukturę projektowanych obiektów. W wielu wypadkach dochodzi do kolizji form i funkcji zwłaszcza w obiektach o cechach regionalnych i historycznych. Architektura helioaktywna, która z założenia generuje nowe formy architektoniczne musi być szczególnie rozważnie wprowadzana do zastanego środowiska architektonicznego, aby skutki jej obecności nie doprowadziły do estetycznej degradacji otoczenia.

Systemy i technologie helioaktywne są uważane za jeden z najbardziej obiecujących kierunków rozwijającego się współcześnie budownictwa ekologicznego; dają one szansę na przejmowanie energii słońca wprost, z pominięciem wszystkich etapów pośrednich, które pojawiają się np. w procesie spalania biomasy czy podczas przejmowania energii przez pompy ciepła z naturalnego otoczenia.

W porównaniu z innymi systemami budownictwa ekologicznego wykorzystanie energii słońca uwikłane jest jednak w szereg kłopotliwych uwarunkowań związanych z formą, funkcją i konstrukcją, a przede wszystkim z przestrzennym ukształtowaniem projektowanych obiektów. Słońce, które jest najbardziej pożądanym źródłem czystej ekologicznie energii emituje tę energię w sposób trudny do technicznego opanowania ponieważ w sposób ciągły zmieniają się parametry emisji. Zmiany o charakterze ciągłym i cyklicznym - chociaż złożone - są przynajmniej przewidywalne: kąt padania promieni i azymut zmieniający się regularnie w ciągu dnia, a także w ciągu roku mogą być kontrolowane przez komputerowe systemy nawigacyjne sterujące ustawieniem kolektorów. Niestety zmiany natężenia promieniowania spowodowane czynnikami atmosferycznymi są już poza kontrolą. Nie można także pominąć wpływów środowiska geograficznego i lokalnego mikroklimatu. Dwa ostatnie czynniki przenoszą zagadnienie helioenergetyki budownictwa w sferę zagadnień architektury regionalnej.

Wymienione tu uwarunkowania (choć nie wyczerpują pełnego zakresu ograniczeń) wskazują jak wielkim kompromisem pomiędzy technologicznymi potrzebami a architektonicznymi możliwościami jest np. lokalizowanie kolektorów słonecznych w płaszczyźnie połaci dachu, którego nachylenie nie ma nic wspólnego z optymalnym położeniem kolektora.

Jest to zaledwie jeden z licznych przykładów kolizji założeń technologicznych i architektonicznych pojawiających się w procesie projektowania architektury helioaktywnej.

Znacznie poważniejsze problemy i potencjalne zagrożenia ujawnia przeniesienie zagadnienia z obszaru architektury w sferę urbanistyki. Forma eksperymentalnego obiektu - z założenia pozbawiona odniesień do otaczającej zabudowy ponieważ kształtowana w oparciu o inne kryteria - może destrukcyjnie wpływać na przestrzenny ład zastanego środowiska.

Z tego powodu obszary zabytkowej i historycznej zabudowy, tereny o dużej wartości krajobrazowej i inne estetycznie uporządkowane terytoria wydają się - z pozoru - strefą zamkniętą dla energetycznych eksperymentów.

Rygorystyczne uwarunkowania helioenergetyki narzucające architekturze sposób przestrzennego uformowania projektowanych obiektów i determinujące możliwość pracy niektórych urządzeń nie dotyczą jednak w równym stopniu wszystkich systemów helio-

energetycznych stosowanych w budownictwie. Z tego punktu widzenia (z pozycji architekta) systemy helioaktywne można podzielić na:

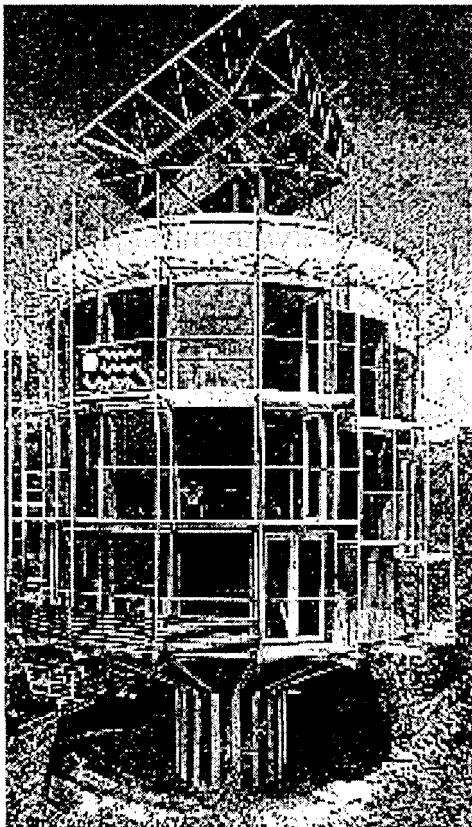
- 1) ingerujące w sferę wizualną architektury,
- 2) neutralne architektonicznie, czyli funkcjonujące w sposób niewidoczny dla obserwatora i użytkownika lub pozwalające na kamuflaż w obrębie projektowanego obiektu.

Do pierwszej grupy należy zaliczyć większość kolektorów słonecznych i baterie fotowoltaiczne (instalowane w obrębie obiektu), których ukrycie jest z założenia niemożliwe (Patrz: ilustracje 1,3,4,5,6).

Do drugiej grupy należą solarne systemy pasywne, magazyny ciepła, pompy ciepła współpracujące z kolektorami zlokalizowanymi poza strukturą budynku oraz hybrydowe systemy stanowiące różne kompilacje wymienionych urządzeń.

Helioenergetyka budownictwa ma więc swoją „widzialną” i „niewidzialną” postać, a to daje możliwość wyboru i szansę na podjęcie właściwej projektowej decyzji. Przed przystąpieniem do projektowania niezbędne jest więc dokonanie oceny poziomu ingerencji poszczególnych systemów w architektoniczną sferę oddziaływań, a następnie określenie obszaru zastosowań poszczególnych technologii oraz możliwości ich wykorzystania w różnych środowiskach architektonicznych.

Przedstawione tu rozważania zmiierają bardziej w kierunku określenia problemu niż jego rozwiązania; architektura rozwiązuje jednak nowy problem wraz z każdym nowym, projektowym zadaniem, a wszelka unifikacja w zakresie twórczego działania rzadko przynosi pożądane rezultaty; dlatego sformułowanym wyżej ogólnym wnioskiem, z założenia, nie towarzyszą szczegółowe wskazania i zalecenia.

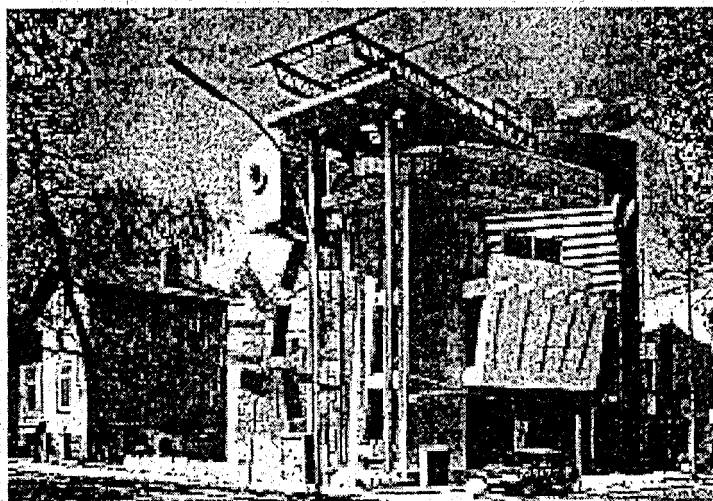


IL.1. HELIOTROP – jest energetyczno-architektoniczny eksperyment prezentowany na międzynarodowych targach Swiss Bau w Basel w 1995 r. jest elementem naukowo-technicznego programu prowadzonego przez Rofla Discha i jego pracownię we Fryburgu. Obiekt obraca się wokół swojej osi podążając za słońcem. Wyposażony jest w system baterii fotowoltaicznych, które produkują ok. 6 razy więcej energii elektrycznej niż wynosi zapotrzebowanie budynku (nadmiar jest sprzedawany elektrowni); ponadto obiekt jest wyposażony w koncentrujące kolektory słoneczne, akumulator energii cieplnej, systemy kompostowania organicznych odpadków i pozyskiwania wody deszczowej. Heliotrop stanowi przykład bezkompromisowego podejścia do zagadnień energetycznych i równie bezkompromisowa jest jego estetyka jednak nie w każdym środowisku architektonicznym może funkcjonować bez zakłóceń.



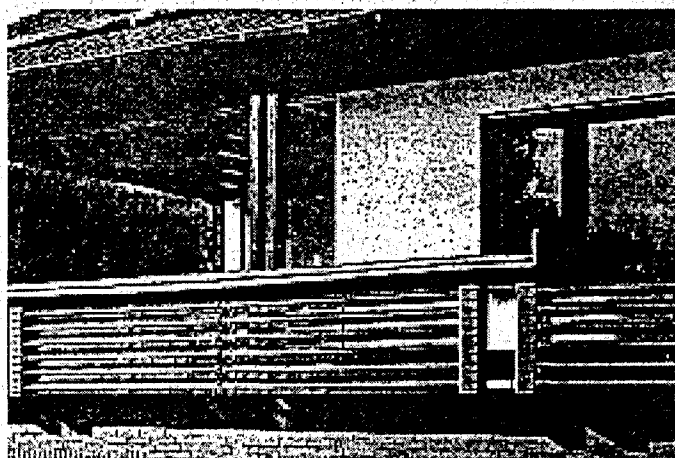
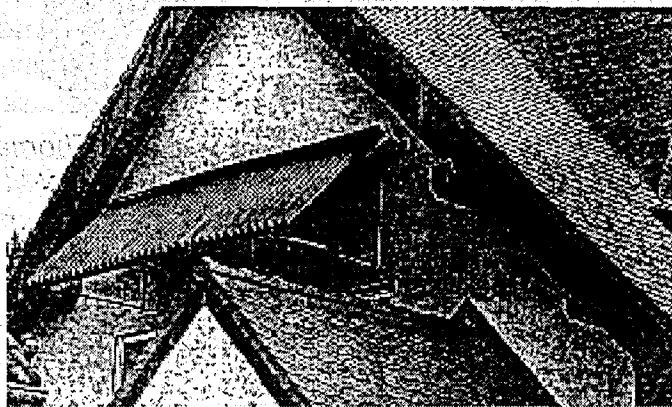
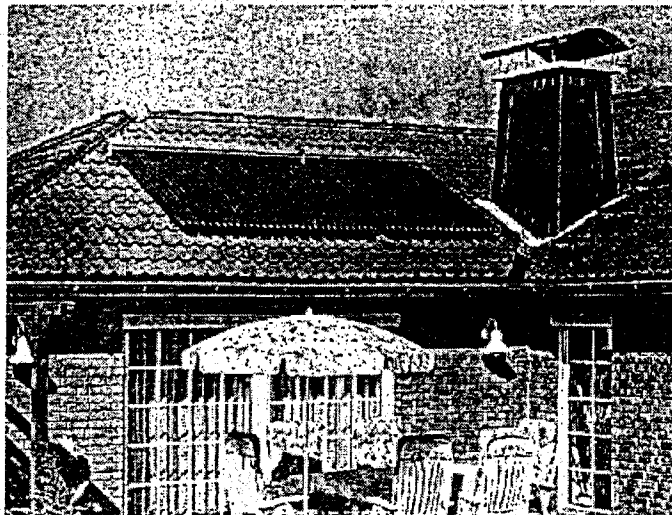
IL.2.

Eksperymentalny dom mieszkalny, którego autorem jest Peter Thomann powstał w okolicach Zurichu i stanowi element architektonicznego kompleksu, nad którym projektant pracował przez ostatnie 20 lat. Pomimo swojej estetyki i przestrzennej struktury przelamującej wszystkie konwencje stanowi on doskonałe uzupełnienie otaczającej zabudowy i pokazuje w jaki sposób eksperymentalny obiekt można wkomponować w otaczające środowisko. Niestety możliwość utrzymywania kontroli nad rozwijającym się obszarem nieprzerwanie przez 20 lat nie zdarza się często.



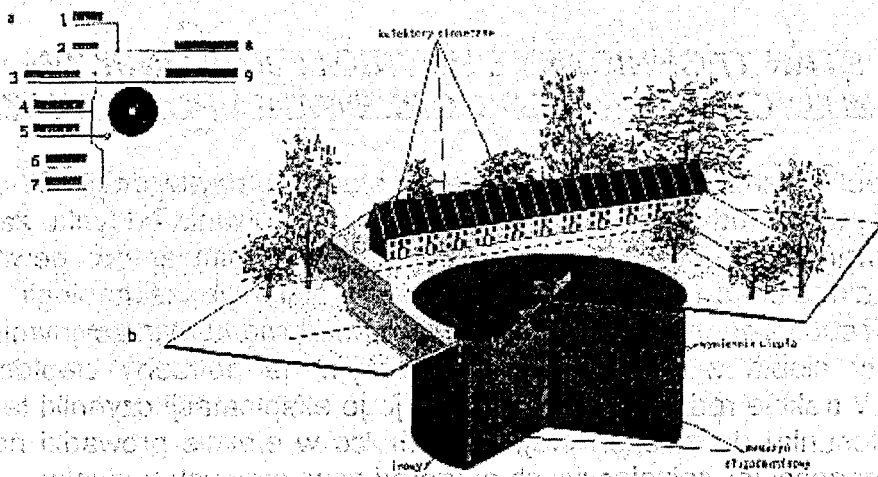
IL.3.

Heinrich Stoter, ELBCHAUSSEE, Hamburg 1997. Elbchausse, którego architekturę określono jako High-Tech-Barok jest eksperymentalnym eksponującym elementy systemów helioaktywnych: kolektory słoneczne, baterie fotowoltaiczne, przeszklone kubatury, osłony przeciwsłoneczne itp. Jednak jego architektoniczny kontekst jest bardzo dyskusyjny; łatwo można sobie wyobrazić drastyczne skutki niekontrolowanej ingerencji takiej architektury w zastane środowisko.

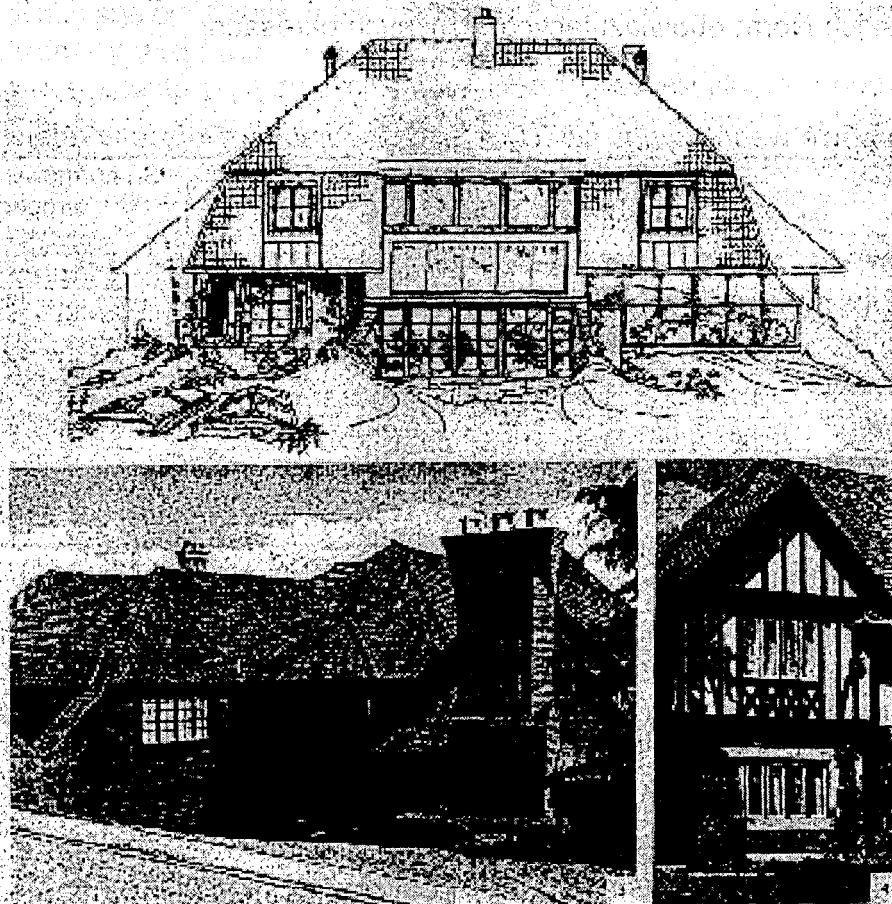


IL. 4,5,6.

Przedstawione sposoby lokalizowania kolektorów słonecznych w strukturze istniejącej lub projektowanej zabudowy mieszkaniowej stanowią przykład działania, które w odniesieniu do zjawisk przyrody określa się terminem „mimikra”: Starając się ukryć swoją obecność urządzenia „wtapiają się” w połąć dachu, „udają” zadaszenie lub balustradę balkonu.



IL.7. Osiedle w Groningen, Holandia, 1985. (następna strona) Groningen jest przykładem rozwiązania funkcjonującego w skali urbanistycznej. Podobny system działający od 1983 r. w Lyckebo (Szwecja) akumuluje energię w długoterminowym magazynie ciepła zasilanym przez centralną słoneczną siłownię zlokalizowaną obok osiedla. Lyckebo można uznać za prototyp rozwiązań dla kompleksów zabytkowych i krajobrazowych, w których obecność kolektorów na dachach jest nie do pogodzenia z architekturą istniejących obiektów (por. il. 9).



IL.8. Energooszczędny dom mieszkalny, arch.: D.Śmiechowski, L. Duda; 1985. Projekt domu mieszkalnego zlokalizowanego w Kazimierzu Dolnym nad Wisłą jest próbą poszukiwania rozwiązań dla obszarów architektury historycznej i zabytkowej.

STAN TECHNICZNY BUDYNKU I JEGO WPŁYW NA ZUŻYCIE CIEPŁA DO OGRZEWANIA POMIESZCZEŃ

Straty ciepła przez przegrody zewnętrzne stanowią nawet do 80 % ogólnych strat ciepła w ogrzewanym budynku. Przyjęte w czasie projektowania budynku założenia co do jego ukształtowania przestrzenno-funkcjonalnego determinują do pewnego stopnia zastosowanie określonego rodzaju rozwiązań w zakresie technologii i materiałów budowlanych. Tego typu czynniki, nazwane materiałowo-konstrukcyjnymi, mogą mieć wpływ na straty ciepła z budynku, a tym samym na potrzeby cieplne związane z ogrzewaniem. W trakcie realizacji budynku jak i jego eksploatacji czynniki te mogą ulegać deformacji w stosunku do założeń projektowych, co w efekcie prowadzi na przykład do pogorszenia własności termoizolacyjnych przegród zewnętrznych budynku.

Własności termoizolacyjne przegród zewnętrznych budynków w Polsce

Wielkością charakteryzującą własności termoizolacyjne przegród budowlanych jest współczynnik przenikania ciepła U (wcześniej oznaczanego jako k), $W/(m^2K)$. W Polsce i w innych krajach istnieją wymagania określające wartości U_{max} dla poszczególnych rodzajów przegród zewnętrznych budynku. Wymagania te zmieniają się w czasie ulegając stopniowemu zaostrzaniu, co ilustrują dane przedstawione w tab. 1. opracowanej na podstawie Polskich Norm obowiązujących w różnych okresach.

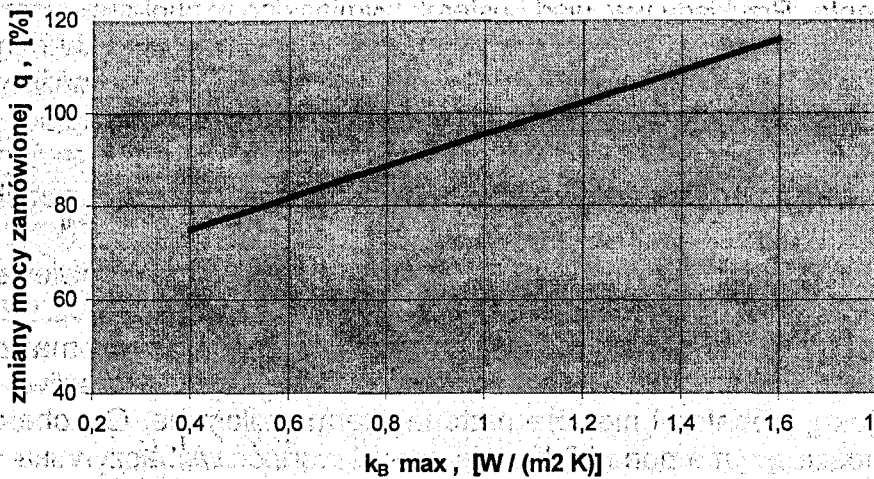
Tabela 1.

Wartości normowe współczynników U_{max} obowiązujące w Polsce w różnych okresach

Lata obowiązywania wymagań	Wymagania normowe	Śr. normowy wsp. U_{max} dla ścian zewnętrznych, $W/(m^2K)$	Śr. normowy wsp. U_{max} dla stropodachyw, $W/(m^2K)$
do 1954	brak wymagań	brak wymagań	brak wymagań
1955 - 58	PN-53/B-02405	1,163	0,87
1959 - 65	PN-57/B-02405	1,163	0,87
1966 - 75	PN-64/B-03404	1,163	0,87
1976 - 82	PN-74/B-03404	1,163	0,7
1983 - 91	PN-82/B-02020	0,75	0,45
1992 - 97	PN-91/B-02020	0,55	0,3
po 30.09.1997	zmiany w PN-91/B-02020	0,3 (budynki mieszkalne), 0,45 (bud. użyt. publicznej)	0,3

Przy tej okazji warto podkreślić, że wymagania określające U_{max} według PN-91/B-02020 były jednakowe dla budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej do momentu wprowadzonych zmian. W przypadku okien dokonano zaostrzenia w stosunku do poprzednich wymagań ($U_{max} = 2,6 W/(m^2K)$) tylko dla budynków użyteczności publicznej wprowadzając dla okien i drzwi balkonowych $U_{max} = 2,3 W/(m^2K)$.

Innym sposobem charakterystyki własności termoizolacyjnych przegród zewnętrznych, który łączy w formie średniej ważonej wartości współczynników k i powierzchni poszczególnych przegród jest współczynnik k_B . Wpływ wartości k_B na potrzeby cieplne budynku przedstawiono za Wojdygą K. [9] w postaci wykresu (rys. 1.) zmian mocy zamówionej q . Za stan wyjściowy do analiz autor publikacji przyjął budynek o $k_B = 1,0 W/(m^2K)$, stąd też wartość q dla tego przypadku przyjęto za 100 %.



Rys. 1.

Zależność zmian mocy zamówionej q od współczynnika przenikania ciepła $k_B \max$ [9]

Omawiany współczynnik k_B został wprowadzony w PN82/B-02020 i miał być pewnego rodzaju charakterystyką cieplno-energetyczną budynku. Z uwagi jednak na wykorzystywanie do tego celu wskaźnika E zaniechano jego stosowania. W naszym przypadku użycie tego wskaźnika do ilustracji wpływu termoizolacyjności przegród zewnętrznych na potrzeby ciepłe ogrzewania budynku spełnia jednak znakomicie swoją rolę.

Stan techniczny budynku

Budynek od momentu jego zrealizowania i oddania do eksploatacji podlega procesom starzenia. Procesy te powodują pogorszenie stanu technicznego obiektu, któremu towarzyszy występowanie szeregu wad i usterek. Wady te dotyczące przegród zewnętrznych mogą mieć mniej lub bardziej negatywny wpływ na ich termoizolacyjność, a tym samym na potrzeby ciepłe obiektu związane z jego ogrzewaniem. Oczywiście wspomniane wady i usterek mogą już występować także w nowym budynku.

W budynkach realizowanych w różnych okresach, w których obowiązywały kolejne wersje wymagań dotyczących U_{max} , przegródy zewnętrzne powinny odpowiadać tym wymaganiom. Często zdarza się jednak, że dopuszczalne wartości współczynnika przenikania ciepła są tam przekraczane wskutek odstępstw od projektu, zastosowania niewłaściwej jakości materiałów budowlanych lub złej jakości wykonanych robót. Wymienione przyczyny mogą występować z zmiennym nasileniem w różnych okresach i mogą być pośrednio związane z zastosowaniem konkretnej technologii realizacji budynku lub stopniem typowości rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych. Całkiem realnym jest więc przypuszczenie o wpływie technologii realizacji budynku na jego parametry cieplno-energetyczne. Na nie dotrzywanie wymagań ochrony cieplnej budynków, szczególnie w latach rozwoju uprzemysłowionej technologii budowlanych i prefabrykacji, zwracają uwagę Bogosławski W. [1], Lis P., Ujma A. [5], Mańkowski S., Matczuk Z. i Pogorzelski J. A. [6]. W latach 60-tych i 70-tych jakość stosowanych w budownictwie technologii uprzemysłowionych i materiałów termoizolacyjnych spowodowała, że pomierzone wartości współczynnika k dla ścian zewnętrznych wzniesionych budynków zawierały się w przedziale od 1,10 do 1,50 W/(m²K) [7]. Obowiązująca wówczas maksymalna wartość normowa wynosiła $k_{max} = 1,16$ W/(m²K). Zjawisko to znajduje również potwierdzenie w wynikach badań CEBET-u, w których rzeczywiste wartości współczynnika k były większe przeciętnie o 20-40% [6] od k_{max} . Ponadto w badaniach prowadzonych w Kielcach w budynkach mieszkalnych zrealizowanych w technologii W-70 stwierdzono występowanie szeregu usterek, które wpływają na pogorszenie własności cieplnoizolacyjnych przegród zewnętrznych i powstawanie zwią-

szonych strat ciepła. Przykłady ww. wad i usterek wymieniono w publikacji Linczowskiego Cz., Cisy J. i Gareckiego M. [4] zawierającej wyniki badań budynków mieszkalnych w Kielcach i zaprezentowano w tab. 2.. Wady i usterek tam przedstawione można zakwalifikować do dwóch grup jeśli chodzi o ich oddziaływanie na własności cieplochronne przegród zewnętrznych budynku:

wady i usterek sprzyjające wzrostowi wilgoci we wspomnianych przegrodach, (pozycje z tab. 2.: poz. 4 - poz. 9),

wady i usterek sprzyjające nadmiernej i niekontrolowanej infiltracji powietrza do wnętrza ogrzewanego budynku (pozycje z tab. 2.: poz. 1 - poz. 4, poz. 10 - poz. 12).

Zjawisko zawilgocenia wbudowanych materiałów budowlanych ma zdecydowanie negatywny wpływ na ich właściwości cieplochronne. Najbardziej wrażliwe są materiały porowate takie jak gazobeton i niektóre materiały termoizolacyjne. Gazobeton przy 15 % wilgotności objętościowej ma ponad 2-krotnie gorszą wartość współczynnika k w stosunku do stanu przed zawilgoceniem.

W przypadku materiałów włóknistych, po zawilgoceniu tracą one praktycznie swoje właściwości termoizolacyjne. Wnioski takie oparte na wynikach badań zamieszczono w publikacjach Wyrwała J. i Świrskiej J. [8] oraz IPPT PAN [2].

Druga grupa wad związanych z przegrodami zewnętrznymi powoduje nadmierną infiltrację powietrza do pomieszczeń. Jest to związane z koniecznością zużycia dodatkowych ilości ciepła dla podgrzania tego powietrza (nie należy jednak dążyć do całkowitej hermetyzacji budynku ponieważ spowoduje to poważne problemy z wentylacją pomieszczeń). Jak wykazuje praktyka opisane zjawisko odgrywa główną rolę w przypadku nieszczelnych i zniszczonych okien. Fatalny stan stolarki okiennej w różnego rodzaju budynkach w Polsce jest często stwierdzanym. Wpływ wad i usterek związanych ze szczelnością okien na ich parametry termoizolacyjne przedstawiono w tab. 3. i na rys. 2. Z przedstawionych materiałów wynika jak duże znaczenie w przypadku tego zjawiska ma prędkość wiatru, a tym samym omawiane wcześniej usytuowanie budynku w terenie.

Zjawisko infiltracji powietrza zachodzi również często przez popękane przegrody zewnętrzne lub wadliwie wykonane złącza elementów prefabrykowanych użytych do budowy obiektu (Bogosławski W. [1], Lis P. i Ujma A. [5], Pogorzelski J. A. [6]). Straty ciepła wywołane nieszczelnością złączy ścian prefabrykowanych określono w drodze badań na około 3 - 5 % (Bogosławski W. [1]). Jest to znacznie mniej niż w przypadku niekontrolowanej infiltracji powietrza przez okna.

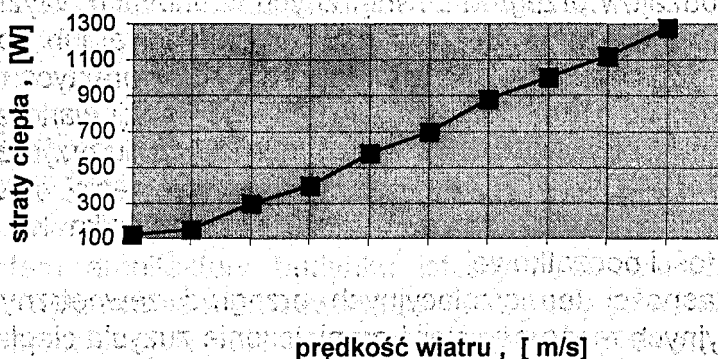
Tabela 2.

Występowanie wad wpływających na termoizolacyjność przegród zewnętrznych w budynkach mieszkalnych wielorodzinnych zrealizowanych w technologii W-70 [87]

Lp.	Rodzaj wad i usterek	Występowanie wad i usterek, w % badanych mieszkań
1.	Spaczona stolarka okienna i drzwiowa	75,0
2.	Złe uszczelnione ościeżnice okien	87,5
3.	Brak uszczelek gumowych skrzydeł okiennych	57,0
4.	Przecieki wody przez stolarkę okienną	59,0
5.	Zawilgocenie ścian zewnętrznych	34,0
6.	Przecieki wody przez złącza płyt	27,5
7.	Przecieki wody z dachu	27,0
8.	Występowanie wody w otworach płyt stropów	21,0
9.	Przemarzanie ścian zewnętrznych	38,0
10.	Rysy i pęknięcia ścian zewnętrznych	78,0
11.	Rysy i pęknięcia na styku ścian zewn. i stropów	51,0
12.	Pęknięcia tynków wokół otworów okiennych i drzwiowych	72,0

Tabela 3.**Wpływ nieszczelności okna na jego własności cieplochronne [7]**

Różnica ciśnień, Pa	Siła wiatru	Wsp. k dla okna W/m ² K
00,0	Pogoda bezwietrzna	2,40 - 2,60
15,0	Średnia wietrzność	3,70 - 4,60
30,0	Zwiększona wietrzność	4,75 - 6,36

**Rys. 2.**

Transmisja ciepła przez okno z zastosowanym wywietrznikiem szczelinowym w zależności od prędkości wiatru wg wyników badań Śliwińskiego M. i Krama D.

Każdy element budynku posiada swoją określoną trwałość. Najpóźniej po tym okresie, lub wcześniej, w przypadku wystąpienia wad i usterek, powinien on zostać poddany działaniom przywracającym lub poprawiającym jego pierwotne walory, w tym własności termoizolacyjne. Pozostający jeszcze okres eksploatacji elementów budynku można określić orientacyjnie znając rok budowy obiektu, daty wykonanych ważniejszych prac remontowych i zakładaną trwałość danego elementu. Trwałości przykładowych elementów budynku przedstawiono poniżej w tab. 4. Posiadając ww. informacje i dokonując wizji lokalnej można podjąć decyzję o zakresie robót remontowych w danym budynku. Stwarza to doskonałą okazję do połączenia prac remontowych z pracami termomodernizacyjnymi, co powoduje obniżenie kosztów tych ostatnich.

Tabela 4.**Trwałość elementów budynku wg Hajdasza H. [3]**

Element budynku	Okres trwałości, lata
- Pokrycie dachowe papa	5 - 8
- Pokrycie dachowe dachówką	20 - 50
- Pokrycie dachowe blachą ocynkowaną	30 - 40
- Okna i drzwi zewnętrzne	35 - 50
- Oszklenie	20 - 25
- Tynki zewnętrzne	30 - 50
- Przewody centralnego ogrzewania	20 - 40
- Kotły centralnego ogrzewania	20 - 30

Podsumowanie

Na podstawie powyższych informacji można sformułować wniosek o gorszych charakterystykach cieplno-energetycznych budynków wzniesionych w latach 60-tych i 70-tych w technologiach uprzemysłowionych w stosunku do obiektów zrealizowanych w tym okresie w technologii tradycyjnej. Trzeba dodać, że w tym czasie zaobserwowano również dużą liczbę realizacji podobnych budynków wznoszonych wg tzw. projektów typowych.

Brak jednak odpowiedzi na pytanie czy i jaki miało to wpływ na charakterystykę cieplno-energetyczną zrealizowanych obiektów.

Działania ograniczające straty ciepła przez przegrody zewnętrzne zmierzają do poprawy ich właściwości ciepłochronnych. Aby jednak tego dokonać konieczne jest ustalenie jak dalece termoizolacyjność tych przegród odbiega od obowiązujących w tym zakresie wymagań. Istnieje zatem konieczność określenia wartości współczynnika k dla poszczególnych rodzajów przegród zewnętrznych w budynku. Wyznaczenie tych wartości może się odbywać z wykorzystaniem metody obliczeniowej lub pośrednich pomiarów. Z uwagi na ograniczony dostęp do aparatury pomiarowej w praktyce najczęściej stosuje się, nie pozbawioną wad, metodę obliczeniową. Przy tej okazji warto zauważyć, że dla wyżej określonych celów wystarczy przy odpowiednim doświadczeniu przybliżone obliczanie wartości współczynnika k bez konieczności kłopotliwego uwzględniania mostków termicznych. Po ociepleniu dostatecznie grubą izolacją wartość współczynnika k nie zależy w sposób decydujący od wartości początkowej.

Poprawa własności termoizolacyjnych przegród zewnętrznych w drodze działań termomodernizacyjnych może przynieść zmniejszenie zużycia ciepła sięgające 30 - 40 %. Osobnym problemem jest poprawa termoizolacyjności okien. O ile naprawa okien i likwidacja nieszczelności jest w polskiej praktyce budowlanej stosowana, to wymiana okien na nowe jest, z uwagi na wysokie koszty, przedsięwzięciem rzadko podejmowanym. Propozycja realizacji takiego przedsięwzięcia w przypadku szkół i innych budynków użyteczności publicznej zasługuje jednak na rozważenie z uwagi na duży udział powierzchni przeszklonych w tych obiektach. Rozwiązania takie są stosowane w Niemczech dając oszczędności rzędu 23 %. Przy termomodernizacji budynku należy również pamiętać o konieczności dostosowania instalacji c.o. do zmniejszonych potrzeb, ponieważ w przeciwnym przypadku należy się liczyć ze zwiększeniem zużycia ciepła do ogrzewania pomieszczeń.

LITERATURA

- [1] Bogosławski W.: Procesy cieplne i wilgotnościowe w budynkach. Warszawa Arkady 1985
- [2] Bzowska D., Chyrczakowski S., Dzieniszewski W., Jędrzejuk H., Kossecka E., Laskowski L., Lis T., Mołdach J.: Podstawy modelowania procesów cieplno-wilgotnościowych w budynkach. Warszawa IPPT PAN 1994 nr 15
- [3] Hajdasz H.: Sposoby ustalania zużycia technicznego budynków i budowli. PROMIKS Sp. z o.o.. Katowice 1992
- [4] Linczowski Cz., Cisko J., Garecki M.: Analiza jakości mieszkań realizowanych w systemie wielkopłytowym. Materiały Konferencyjne Ogólnopolskiej Konferencji: Ochrona cieplna budynków wykonanych w technologii wielkopłytovej. Częstochowa 17-18.10.1988, s. 1-17
- [5] Lis A. i P., Ujma A.: Analiza efektywności dociepleń ścian zewnętrznych budynków wielorodzinnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej Seria Budownictwo. Zeszyt nr 6 Częstochowa 1995, s. 31 - 39
- [6] Mańkowski S., Matczuk Z., Pogorzelski J. A.: Możliwości oceny i pomiaru składników bilansu cieplnego budynków. Materiały Konferencyjne Konferencji Naukowo - Technicznej: Oszczędność energii w obiektach budowlanych. Kretowiny 03 - 05.09.1987, s. 135 - 151
- [7] Płoński Wł.: Sposoby zmniejszania zużycia energii w istniejących budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej. Budownictwo i Gospodarka Miejska 1990 nr 1, s. 10-13

- [8] Świrski J., Wyrwał J.: O wpływie zawilgocenia przegród budowlanych na współczynnik przenikania ciepła. Mat. Konf. V Konferencji Naukowo- Technicznej: Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce. Łódź 26 - 29.06.1995, s. 356 - 364
- [9] Wojdyga K.: Metody ograniczania zużycia energii cieplnej w budynkach i ich wpływ na mikroklimat. Materiały z II Międzynarodowych Konfrontacji Budowlanych - Seminarium: Ciepły Ekodom. Warszawa 1994, s. 1 - 9

Piotr Lis , Anna Lis

PRZESZKLENIE ELEWACJI I USYTUOWANIE BUDYNKU A POTRZEBY CIEPLNE ZWIĄZANE Z OGRZEWANIEM POMIESZCZEŃ

Ważnym elementem architektury budynku istotnym dla wielkości jego potrzeb cieplnych związanych z ogrzewaniem są zewnętrzne przegrody przezroczyste. Tematykę wpływu powierzchni przeszklonych (okien) na parametry cieplno-energetyczne podejmowano w wielu publikacjach (m.in.: Hafer H. i Bommer E. [1], Laskowski L. [2,3]). Zazwyczaj koncentruje się ona wokół dwóch głównych kierunków. Pierwszy dotyczy wpływu powierzchni oraz orientacji okien (usytuowania budynku w terenie) i jest bezpośrednio związany z architektonicznym kształtowaniem budynku. Drugi jest powiązany z kwestiami materiałowymi dotyczącymi okien i nie jest tutaj omawiany.

Kształtowanie powierzchni przeszklonych w elewacjach budynku

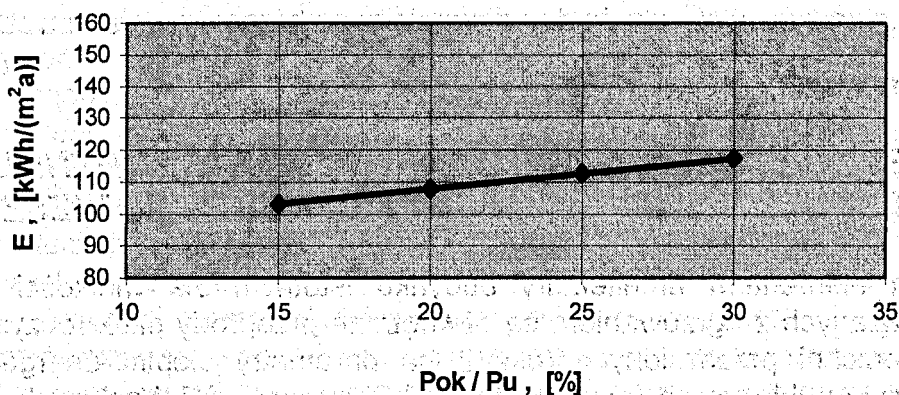
Głównym zadaniem okien w budynkach jest zapewnienie pomieszczeniom, w których się znajdują odpowiedniej ilości światła dziennego. W normowaniu oświetlenia dziennego zazwyczaj stosuje się dwa rodzaje wskaźników. Pierwszy wyraża stosunek powierzchni okien P_{ok} do powierzchni podłogi P_p . Uproszczoną i orientacyjną wersją tego wskaźnika można uzyskać wprowadzając w miejsce powierzchni podłogi, powierzchnię użytkową P_u . W przypadku np. budynków szkół oświetlenie dzienne sal lekcyjnych i korytarzy jest najczęściej oświetleniem bocznym dla którego ww. wskaźnik powinien wynosić od 0,20 do 0,30. Inną formą określenia wymagań w tym zakresie jest współczynnik oświetlenia dziennego e , %. Jego minimalne wartości podano w Polskiej Normie PN-71/B-02380, a dla szkół jego wartość wynosi od 1,5 do 2,0 %.

Mając na uwadze ww. zalecenia dotyczące warunków oświetlenia dziennego należy jednak pamiętać by rozpatrywać je wspólnie z wymaganiami ochrony cieplnej budynków: uwzględniając przy tym szereg wzajemnych uwarunkowań. I tak np. zbyt mała powierzchnia okien P_{ok} sprzyja co prawda ograniczeniu zużycia ciepła do ogrzewania budynku, ale powoduje niedoświetlenie i konieczność stosowania dodatkowo sztucznego oświetlenia.

Z kolei zbyt duże okna, z uwagi na zazwyczaj kilkakrotnie gorsze od ścian zewnętrznych i stropodachów własności termoizolacyjne, są przyczyną nadmiernych strat ciepła i przegrzewania pomieszczeń w okresie wiosenno-letnim. Zależność pomiędzy wielkością okien a potrzebami cieplnymi budynku zaprezentowano w formie wykresu na rys. 1. dla budynków mieszkalnych (na podstawie teoretycznych danych z [5]). Należy zauważyć, że zależność tą wyznaczono dla obiektów o stosunkowo dobrych wskaźnikach cieplno-energetycznych. Omawiany wskaźnik dla budynków mieszkalnych spełniających wymagania ochrony cieplnej powinien wynosić $P_{ok}/P_u = 15\%$ [5].

Innego rodzaju wskaźnikiem, najczęściej stosowanym w analizach wielkości przeszklenia budynku, jest stosunek powierzchni okien P_{ok} do powierzchni elewacji P_{so} . Przy omawianiu zagadnień związanych z przeszkleniem elewacji należałoby pamiętać o przeznaczeniu budynku i związanych z tym warunkach oświetlenia dziennego w powiązaniu z potrzebami cieplnymi wynikającymi z konieczności ogrzewania

pomieszczeń. Dla budynków użyteczności publicznej korzystne jest aby wskaźnik P_{ok}/P_{so} wynosił ok. 20 %, a wartości współczynnika oświetlenia dziennego, z analogicznych względów powinien być mniejszy od 2 %. Niestety rzeczywistość w tym zakresie często odbiega od optymalnych rozwiązań, a w obiektach użyteczności publicznej w Polsce dość często występują zbyt duże wartości P_{ok}/P_{so} rzędu 40..50 %.



Rys. 1.
Zależność wskaźnika P_{ok}/P_u od wskaźnika E wg [5]

Usytuowanie budynku w terenie

Przy lokalizacji budynków należy uwzględnić występujące wzajemne uwarunkowania architektoniczne, klimatyczne oraz energetyczne. Z punktu widzenia przegryd przezroczystych należy rozpatrywać takie warunki tej lokalizacji jak: zacinienie i nasłonecznienie.

W Polsce wykorzystanie energii słonecznej do ogrzewania jest zazwyczaj ograniczone do systemów biernego ogrzewania słonecznego, okresowo wspomagających tradycyjne systemy. W naszym kraju wykorzystanie energii słonecznej do ogrzewania odbywa się najczęściej w drodze pozyskiwania ciepła od promieniowania słonecznego w systemie zysków bezpośrednich przez przeszklone części elewacji budynków. Ograniczone zastosowanie energii słonecznej do ogrzewania pomieszczeń jest spowodowane następującymi przyczynami:

80 % całkowitej sumy nasłonecznienia przypada na miesiące wiosenno-letnie.

w sezonie grzewczym przeciętna suma całkowitego promieniowania słonecznego wynosi 1,44 kWh/(m² doba), w tym promieniowania rozproszonego 0,88 kWh/(m² doba).

udział zysków ciepła od nasłonecznienia w słoneczny dzień stycznia może wynieść 6,5 % w dobowym bilansie cieplnym. Wydajność systemu c.o. może być jednak zmniejszona jedynie o 3,1%. [4].

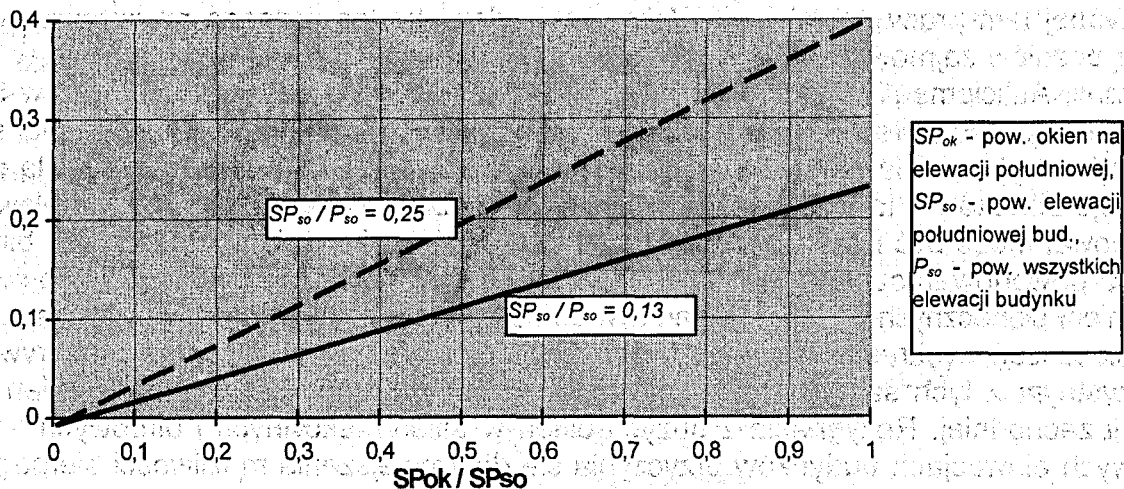
Oprócz wymienionych ograniczeń wynikających z warunków klimatycznych należy nadmienić, że udział zysków ciepła od nasłonecznienia w zaspokajaniu potrzeb cieplnych budynku jest tym mniejszy im większy jest wskaźnik E tego obiektu (Laskowski L. [2,3]). Laskowski L. wprowadza pojęcie wskaźnika użytecznych zysków ciepła od nasłonecznienia, którego wartość jest uzależniona od wartości E . Wskaźnik E^0 osiąga maksymalną wartość 0,4, a ma to miejsce w budynkach energooszczędnych o wskaźniku E^0 wynoszącym około 92 kWh/(m²a). Powyżej tej wartości, a w szczególności w obiektach o gorszych parametrach cieplno-energetycznych wartości E^0 są znacznie mniejsze (dla $E = 200$ kWh/(m²a), $E^0 = 0,15$). Wzr (1) [2] pozwalający obliczyć E^0 dla warunków klimatycznych Polski zaprezentowano poniżej.

$$E^0 = 0,024 S_d, \text{ kWh/(m}^2\text{a)} \quad (1)$$

Dla terenu miasta Częstochowy i liczby stopniodni $S_d = 3747$ w standardowym sezonie grzewczym, wskaźnik $E^0 = 90 \text{ kWh}/(\text{m}^2\text{a})$ co świadczy o tym, że problem wykorzystania zysków ciepła od nasłonecznienia do ogrzewania jest jakościowo istotniejszy w budynkach energooszczędnych. Dzieje się tak z uwagi na większy udział tych zysków w niskim zapotrzebowaniu ciepła w tego typu obiektach. Przy projektowaniu takich budynków samo zwiększanie powierzchni okien na elewacji południowej w celu bardziej efektywnego pozyskiwania ciepła od nasłonecznienia może jednak przynieść wzrost zużycia ciepła do ogrzewania w skali całego budynku.

Aby bilans takiego rozwiązania był dodatni należy ograniczyć straty ciepła w nocy i dni pochmurne stosując okna o lepszej termoizolacyjności, rolety ciepłochronne i obniżanie temperatury w nocy o około $3 \text{ }^\circ\text{C}$ [3]. W takich przypadkach zaprojektowanie największych okien na elewacji południowej poprawia stosunek zysków do strat ciepła o około 10..15 %.

W warunkach Polski podstawowe znaczenie dla wykorzystania biernego ogrzewania słonecznego mają powierzchnie przeszklone o orientacji południowej. Tak więc wyjątkowego znaczenia nabiera stopień przeszklenia elewacji południowej budynku, a także jej udział w powierzchni wszystkich elewacji. Zależności te przedstawiono na rys. 2. i 3.[3]. Wartość wsk. $\frac{SP_{so}}{P_{so}}$ wzrasta tutaj proporcjonalnie do stosunku powierzchni okien na elewacji południowej budynku SP_{ok} do powierzchni tej elewacji SP_{so} . Istnieje jednak pewna graniczna wartość: $(\frac{SP_{ok}}{SP_{so}})_{gr}$, powyżej której ww. wskaźnik wzrasta już tylko nieznacznie.

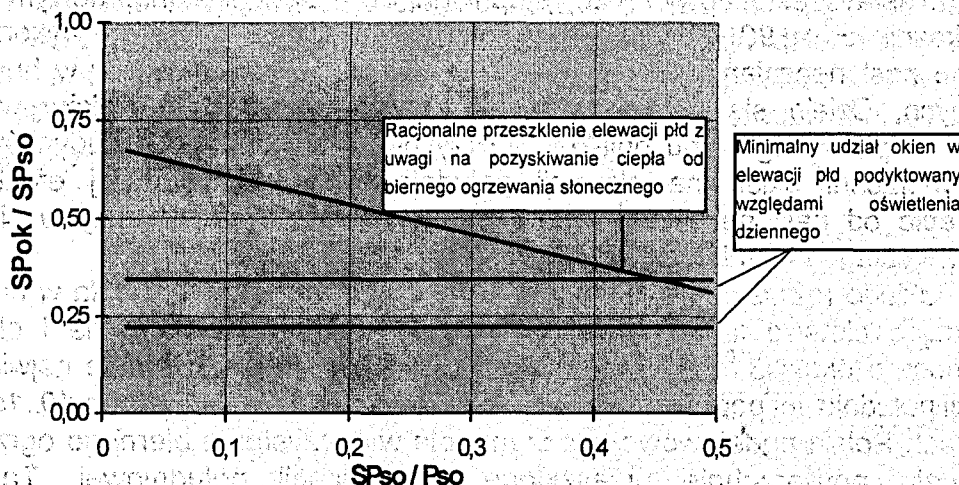


Rys. 2.

Zależność wsk. użytecznych zysków ciepła od nasłonecznienia od SP_{ok} / SP_{so} wg Laskowskiego L. [3]

Podsumowanie

Ograniczenie powierzchni okien o 20 % przy zastosowaniu automatyki regulacyjnej ogrzewania może przynieść oszczędności ciepła rzędu 3..8 % i zazwyczaj będą one większe w budynkach użyteczności publicznej niż w budynkach mieszkalnych. Należy również uwzględnić, że chociaż bezpośrednie nasłonecznienie promieniami słonecznymi tzw. insolacja jest zjawiskiem pozytywnym dla zdrowia to np. w pomieszczeniach do pracy jest z reguły niepożądana chociażby z uwagi na powodowanie oślnienia wzroku. Ponadto w działaniach ograniczających powierzchnię okien trzeba brać pod uwagę układ przestrzenno-funkcjonalny budynku (wymagane warunki oświetlenia) i możliwości jego ewentualnych zmian.



Rys. 3. Zależność SP_{ok}/SP_{so} od SP_{so}/P_{so} wg Laskowskiego L. [3]. (oznaczenia jak na rys. 2.)

Ww. problemy nabierają dodatkowego znaczenia w budynkach, szkół i biurach gdzie panujący mikroklimat i warunki oświetlenia mają duży wpływ na efektywność wykonywanej tam pracy umysłowej. Wpływem środowiska termicznego na sprawność umysłową uczniów zajmowali się m.in.: Angus T. C., Brown J. R. i Humphreys M. A. w Wielkiej Brytanii, Auliciems A. w Austrii i Wielkiej Brytanii, Wyon D. P. i Holmberg I. w Szwecji, Andersen I. i Ludqvist G. R. w. Z uwagi na specyfikę funkcjonalną budynków zalecenia dotyczące usytuowania okien na poszczególnych elewacjach są często różne dla różnego rodzaju obiektów. I tak jeśli np. usytuowanie większości okien mieszkania na elewacji południowej może być pożądane, to w przypadku sal lekcyjnych lub pomieszczeń biurowych może powodować czasowe ich przegrzewanie i występowanie zbyt skupionego światła od promieni słonecznych co wpływa negatywnie na warunki pracy. Na zjawisko przegrzewania pomieszczeń w okresie wiosenno-letnim należy również zwrócić uwagę przy, rywnie niekorzystnym z tych samych względów, umiejscawianiu dużych powierzchni okien na elewacji zachodniej. Rezygnacja z dużych okien w salach lekcyjnych i biurowych na południowych elewacjach budynków przyczynia się do zmniejszenia możliwości biernego pozyskiwania ciepła od promieniowania słonecznego, ale jednocześnie zwiększa komfort pracy w tych pomieszczeniach. Z drugiej strony wg danych dla Polski pochodzących ze stacji aktynometrycznych energia całkowitego promieniowania słonecznego dla płaszczyzn pionowych o ww. orientacjach jest mniejsza od wartości tej energii dla orientacji południowej przeciętnie jedynie o 17 %. Pozwala to na wykorzystanie, tylko w nieco mniejszym stopniu, biernego pozyskiwania ciepła od promieniowania słonecznego

Pełne wykorzystanie omawianych tutaj zysków ciepła zarówno w budynkach dopiero projektowanych jak i już użytkowanych wymaga w każdym przypadku wyposażenia instalacji centralnego ogrzewania w automatykę regulacyjną dzięki czemu w budynkach energooszczędnych można w ten sposób obniżyć zużycie ciepła do ogrzewania nawet o około 40-60 %. W budynkach istniejących o gorszych parametrach cieplno-energetycznych wykorzystanie zysków ciepła od nasłonecznienia może zmniejszyć zużycie ciepła przeciętnie o 12 % przy maksymalnych oszczędnościach do 40 % w miesiącach o dużym nasłonecznieniu, którymi są w sezonie grzewczym kwiecień i październik.

Z innych rozwiązań stosowanych w projektowanych budynkach energooszczędnych wykorzystujących tzw. system pośrednich zysków ciepła można wymienić m.in.: strefy buforowe, ściany akumulacyjne, wielowarstwowe przegrody zewnętrzne o podwyższonej

akumulacyjności cieplnej, termoizolacje transparentne, przegrody przezroczyste z automatyczną regulacją nasłonecznienia i infiltracji powietrza, „cieplarnie” na elewacjach południowych. Dobudowane na elewacjach południowych istniejących budynków „cieplarnie” w zimie ograniczają o 2..5 % straty ciepła, a w okresie wiosny i jesieni są źródłem podgrzanego powietrza [1]. Przy zastosowaniu pośredniej wentylacji przez „cieplarnię” można również uzyskać redukcję zapotrzebowania na ciepło w sąsiednim pomieszczeniu o około 15..20 % [1].

LITERATURA

- [1] Hafer H., Bommer E.: Glasarchitektur, Bewohnte Glashauser und Glasaubauten. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH. Köln 1985
- [2] Laskowski L.: Ochrona cieplna budynków z biernym ogrzewaniem słonecznym. Centralne Ogrzewania i Wentylacja 1994 nr 1, s. 23 - 25
- [3] Laskowski L.: Systemy biernego ogrzewania słonecznego. Zagadnienia funkcjonowania i efektywności energetycznej. PAN Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej IPPT. Studia z Zakresu Inżynierii Nr 34. Warszawa 1993
- [4] Laskowski L.: Efektywność energetyczna systemów biernego ogrzewania słonecznego. Prace IPPT PAN 22/1994. Warszawa 1994 (praca określona we wstępie jako suplement do wymienionej powyżej monografii pt. Systemy biernego ogrzewania słonecznego)
- [5] Pluta Z.: Wpływ zmian temperatury zewnętrznej oraz promieniowania słonecznego na efektywne straty ciepła przez przegrody zewnętrzne budynku. Prace IPPT PAN 8/92. Warszawa 1992
- [6] Pogorzelski J. A., Zielińska H.: Wpływ parametrów budynków na sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania. Materiały Konferencyjne III Konferencji Naukowo-Technicznej: Problemy Projektowania, Realizacji i Eksploatacji Budynków o Niskim Zapotrzebowaniu na Energię. Kraków - Mogilany 16 - 19.10.1996, s. 317 - 324

Maklakowa T.G., Ujma A., Zadworny M.

PROBLEMS OF HOUSING RECONSTRUCTION AND MODERNISATION IN RUSSIA

For the West European countries years 40..50 became a period of reconstruction of their residential building structures ruined during the II World War but also the period while this type of buildings achieved the high standards. In the case of Soviet Union situation was quite different. The condition of residential building resources constructed before the II World War couldn't be called satisfying. For that reason after the war 1/4 of the state budget income of Soviet Union have been reserved for the residential building needs. The State becoming practically the only investor (co-operative societies participated only in 10% of global number of new-buildt houses) created a strong house-building industry starting from 1950. During several years more than 200 plants producing prefabricated large scale elements of housing structures have been established. This type of building seems to be an appropriate way to deal with hard problem of housing indigence. Still in the end of 50. more than 90% of families lived in so called „communals” - residential structures which - according to the decisions of authorities - used to be occupied by several families, one separate room for each family. This situation - absolutly grotesque - caused by bolshevik's revolution couldn't be continued endlessly despite the ideological pressure and promotion of commune-house model forced by the main ideologists of the system. Though described situation is still an actual problem - appearing with different intensification in the main

towns of present Russia and on the territory of the former republics of Soviet Union – the passing time changed the main proportions. Compared to 1950 situation is much better and in the middle of 80. more than 80% of towns families used to occupy inostensible and small area but individual apartments. Despite higher mentioned limitations the factor of living area occupied by one person increased 3 times. During 60. – in ten years period – more than 100 thousands of 5-storey building have been constructed and actually 20% of town population of Russia lives in these building structures. In later years intensive investment activity (with the aid of industrial methods) have been maintained; this in the middle of 80. have brought the result: the factor of 2,3 mln flats (annually) provided for social consumption. In 90. economic transformations caused regression and more than 2 time decrease of the new build houses.

The probable reasons have been following:
- complicated and unclear character of property transformations in Russia;
- Russian crisis;
- free market influence on prices of building materials and energy.

At the same time there comes a radical change of property forms connected with residential buiding investment in Russia – completely different from the one that used to function during the communist period. This actually generates changes in the area of investment establishment and forces generally different policy of building industry in the sector of producing building structures, novelisation of legal acts etc.

Actually constructed residential building structures financed from the state, federal or municipal reserves assume the forms of multifamily building structures and it's number of storeys generally depends of economic and urbanistic limitations

Mostly there are 4, 9, 10 storey staircase type buildings. Multifamily buildings with the bigger number of storeys (12, 16, 17, 22 storeys) are constructed only on the area of the biggest towns. Actually the problem of housing structures in Russia is determined by „The Federal Russia Law defining the basic rules of the federal housing policy” and by the process of privatisation. The law not only determines all the range of new forms of property for the resources of housing sector (private property, social organisations property, municipal, federal, state property etc.) but also decides about the ways of transforming one sort of property into another. Citizens received also the possibility of buying and possessing apartments with no limitation of it's number, size and value, the possibility of buying it by the stock-exchange or auction, privatisation of the houses from state or municipal reserves and the possibility of building one-family houses. The share of social apartments in the global number of state and municipal resources is determined by the state or local authorities and actualised every year.

Parallely to the modification of low: the process of no-cost privatisation have been carried out: up to now more than 50% of state apartments and almost 100% of co-operative building resources became a private property of citizens.

Both of this factors show peculiar social-economical character of housing problem in Russia: the apartments are no more the object of distributive state policy and became an article of trade and element of free-market relations. Free market of bulding products also reveals it's strong influence on urbanistic structures and forces the change of forms from extensive into intensive; the attention is mostly concerned on reconstructio of central and neighbouring to the center districts of town; there efectiveness of invested money achieves the highest level.

New formed market of building products changed many of the prognoses describing expected town development of Moscow in the plan elaborated in 1991-92. According to the plan prevailing part of housing structure (small bungalows as well as advanced resi-

dential buildings) should be situated in suburban area, 50 km out of the main high-way surrounding the capital town. Confronted with the reality, the idea have been specifically changed. Suburban, small-house building activity appeared as the one of high intensity but chaotic character. The houses have been situated in the part of suburban area laying much closer to the town center than it have been planned and became the district of the „second“ houses possessed by the richest social class; this had no influence for solving the difficult problem of housing indigence.

In Russia years 90. bring the change of apartment model and consequently the model and multi-family building structure; it's standards are much different from those that used to function in Soviet Union reality. The apartment desing respects functional diversification of the space: large entrance hall (usually with the daylight) – visiting room – dining room. In the same time functional solutions and equipment of kitchens and bath-rooms are change and modernised.

The construction of housing structures is also changing. Up to 90. the panel building structures used to dominate. The system of brick walls completed by concrete construction elements (foundations, floors, stair-cases etc.) have been on the second place. Other building systems: the mix of big and small blocks, frame-slab system, monolite-prefabricated system and others together make a part not bigger than 10% of global building production. In the actual conditions of transformation and domination of the free market economy, panel building still is on the first place but number of other building systems (and variations of the systems) respecting economical realities enlarges. Mixing of different systems of constructional elements is in use as well as connections of brick and monolythic walls, monolythic and panel elements etc. The type of building system is also correlated with the height of a building. In 2 and 4 storeys buildings the panel system is replaced by the more economical systems of construction elements completed by the external walls made of cellular concrete. For the multi-storey building the panel system is economically justified specially if some elements of the construction are replaced by the more effective: monolithic by the multi-ply external wall structures (better thermo-isolation), flat-roof replaced by the more effective attic structures or mansard roof of different shapes.

The trends of renovation and reconditioning of the town structure are also changing. The standards respected in the process of urban planing have been changed, specially in the part connected with the reconstructional works. In 70. the majority of European capital towns have been the area of wide range of activities and experiments cocentrated on the renovation of historic buildings situated in the town centers. Improvement of the sanitary conditions (prolongation of the natural insolation of the apartment interiors, ventilation of the town territory and growth of greenery) and modernisation of infrastructural technical equipment have been the main reason of these enterprises. From the point of view of town planner renovation means usually reduction of building density. That was the way the renovation of Saint Peterburg and Moscow suburb have been realised. General rules of renovation however work against the economic interest of investors who - sometimes overcrossing the planning standards, - increase density of buildings in reconstructed town districts and change for worse it's sanitary conditions.

In arriving years the reconstruction of districts of multi-family building constructed in 1950-60 is expected. Except obvious defects of the functional properties and architectural form these building structures fulfill all the requirements such as aeration of the urban space, condition of the town flora and insolation of apartments.

The main impulse to take up the modernisation initiative have been „moral devaluation“ of designed and realised technical and architectural projects. Despite the correct insolation of a town space during the summer months, in winter time microclimatic conditions of the building structure for the prevailing number of buildings is far from satisfying.

Moreover free-standing 5-storey residential buildings constructed in bigger town appeared to be unprofitable economically because of the building density factor; another complication appeared because the buildings have been situated in the immediate vicinity of the historic town centers. The use of the new industrial construction for this type of buildings with no exploitation experience have brought sometimes technical problems (mainly connected with the thermal and acoustic insulation) and those defects should have been removed in the process of modernisation. Already in the end of 70. critical opinions of this type of buildings have been the reason of it's modernisation.

To find most rational ways and methods of modernisation for the town structure, starting from 1950-60 the action of design competitions have been organised – it was expected that it's results will show the possible ways for modernisation of these resources. For instance in 1987 the design competition have been organised to answer the question of modernisation and reconstruction of residential buildings of the 1-st stage of industrialisation.

Anyway it's only now as the ideas are put into practice and renovation of housing resources comes true. The reconstruction is held on the basic of design analysis. As a result of these works the density of a building structure significantly increases (from 6 thousands apartments per 1/2 ha to 15. 16 thousands) with no degradation of sanitary and microclimatic conditions. The increase of the building density is achieved in several ways, by the:

- 1: Superstructure – overbuilding the additional 2 storeys without strengthening the existing construction and foundations.
- 2: Applying building additions connecting separate houses, etc.

Sometimes compositions of the solids became very complex and create half-open spaces of the inner courts (fig.1; 2).

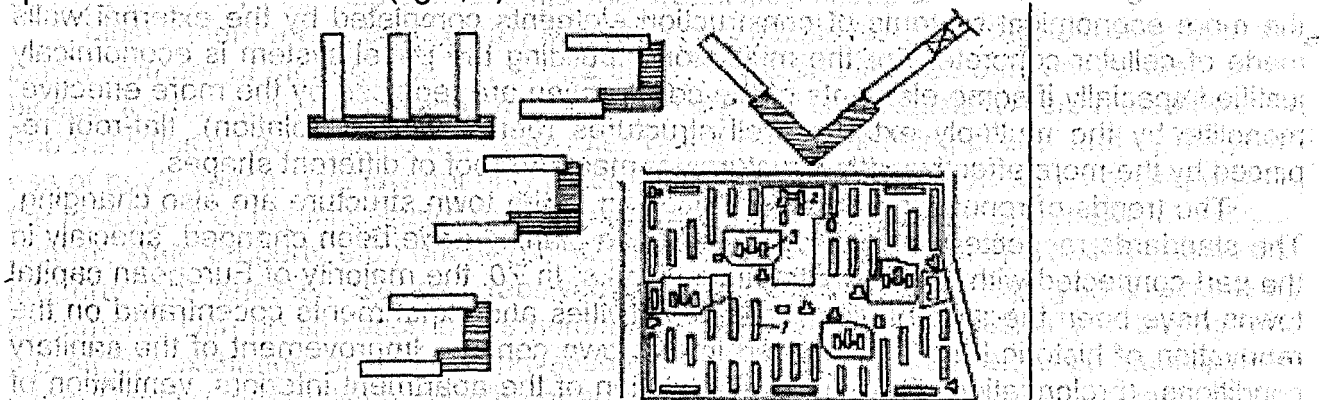


Fig. 1 Schematic examples of increasing the building density

The main failure of the „economical flat” and dominating reason of owner's dissatisfaction is too small space reserved for kitchens, bathrooms and halls, double-exit rooms etc. These faults are fully eliminated system of a building. During the complex modernisation of a micro-district, what means a modernisation of analysed groups of the buildings, the increase of a building density arises as a result of filling the micro-district area by the new buildings (new standards of a town planning provide higher parameters of a building density). That is the way „the houses of the II-stage” start their existence usually as 17 and 22 storey structures. For the buildings of a longitudinal supporting wall construction changes mean usually removal of the transverse walls and replacing one sanitary space by the two another: the small-one - next to the entrance door (this makes possible enlarging the space of the neighbouring kitchen) and the second-one, additional, situated in the area of sleeping rooms (fig.3, A).

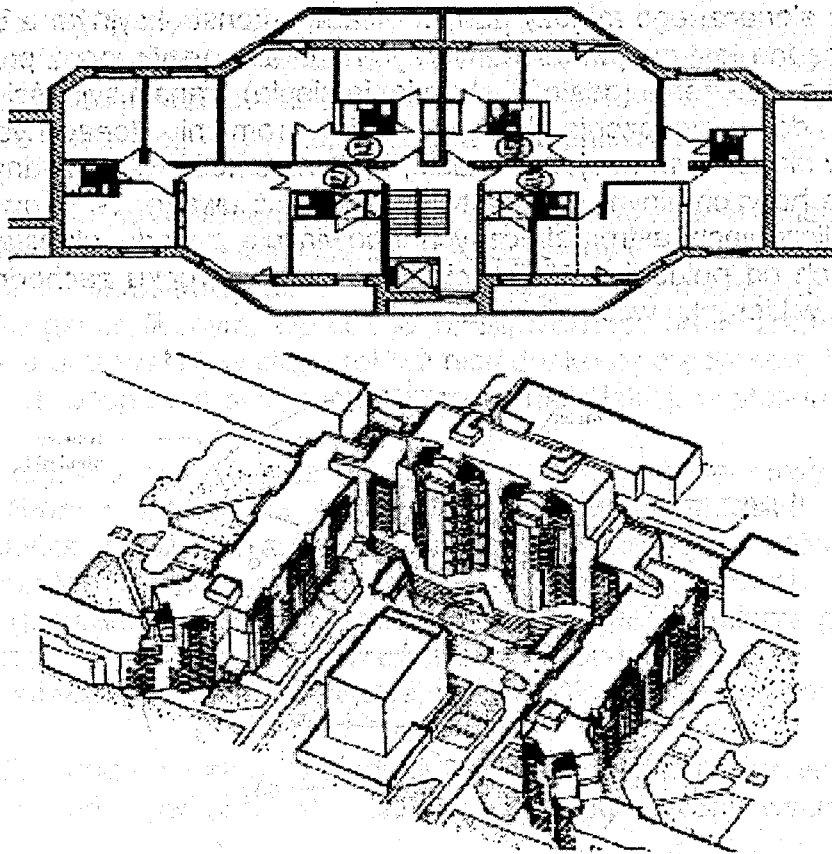


Fig. 2.

The example of increasing the building density in Moscow, Profsoiozna street (architect Zelikin L.)

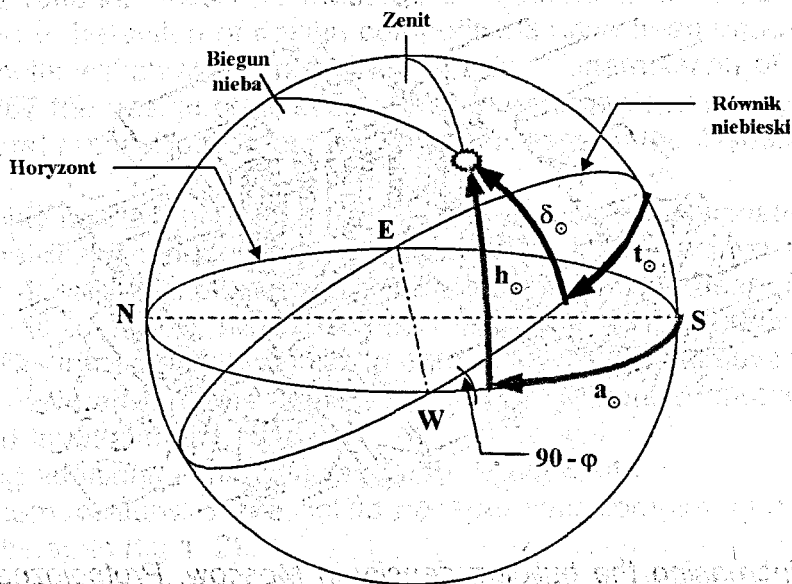
Respondek Z., Ujma A.

KĄT PADANIA PROMIENI SŁONECZNYCH NA DOWOLNIE USYTUOWANĄ PŁASZCZYZNĘ PRZEJMUJĄCĄ PROMIENIOWANIE

Priorytetowym problemem, szczególnie dla krajów leżących w strefie klimatu umiarkowanego i zimnego, jest od momentu kryzysu lat 70. ubiegłego wieku, poszukiwanie sposobów oszczędzania energii i zastępowania energii otrzymywanej w sposób konwencjonalny, energią pochodzącą ze źródeł niekonwencjonalnych. Szczególnie dużą uwagę poświęca się rozwiązaniom pozwalającym na pozyskiwanie energii z promieniowania słonecznego, docierającego do powierzchni Ziemi. W tym zakresie występuje wiele rozwiązań konstrukcyjnych, pozwalających na pozyskiwanie energii promieniowania słonecznego i przetwarzania jej na energię elektryczną i ciepło, wykorzystywane m.in. do ogrzewania pomieszczeń i przygotowania ciepłej wody użytkowej. Ponadto, ze względu na poprawiającą się izolacyjność cieplną przegród budowlanych i radykalne ograniczenie z tego powodu strat ciepła, coraz większą rolę w bilansie ciepła pomieszczeń ogrzewanych odgrywają zyski ciepła promieniowania słonecznego. Nie mniej istotnym faktem jest wzrost oczekiwań użytkowników pomieszczeń, m.in. mieszkalnych, administracyjnych itp. w odniesieniu do komfortu wizualnego, oświetlenia pomieszczeń światłem naturalnym, tworzenia stref tzw. ogrodów zimowych. Do wszystkich tych zagadnień, wymagających na różnych etapach ich analizowania, stosowania modeli matematyczno-fizycznych wymiany energii

promieniowania słonecznego między danym układem konstrukcyjnym a otoczeniem zewnętrznym, niezbędna jest znajomość zmiennych charakterystyk tegoż promieniowania, w tym: kąta padania, natężenia (gęstości strumienia ciepła), transmisyjności i in.

Podstawą do wyznaczenia kąta padania promieni słonecznych na dowolną powierzchnię, w określonym miejscu i czasie, jest znajomość współrzędnych Słońca w lokalnym układzie horyzontalnym (rys. 1). Należy zwrócić uwagę, że w przeciwieństwie do geodezji, w obliczeniach astrometrycznych obowiązuje zasada określania azymutów i kątów godzinnych od południa. Wielkości mierzone w kierunku zachodnim oznaczają się jako dodatnie, a w kierunku wschodnim jako ujemne.



Rys. 1.

Położenie Słońca w lokalnym układzie horyzontalnym (azymut a_{θ} , wysokość h_{θ}) i godzinny (kąt godzinny t_{θ} , deklinacja δ_{θ}). φ – szerokość geograficzna.

Współrzędne horyzontalne najłatwiej jest wyznaczyć na podstawie tzw. współrzędnych godzinnych tzn. w układzie mającym za podstawę równik niebieski i lokalny południk (lokalnym południkiem nazywamy południk niebieski łączący bieguny nieba poprzez zenit).

Związki między współrzędnymi w obu układach są następujące:

$$\sin(h_{\theta}) = \cos t_{\theta} \cos \delta_{\theta} + \sin \delta_{\theta} \sin \varphi \quad (1)$$

$$\cos |a_{\theta}| = \frac{\sin(h_{\theta}) \sin \varphi - \sin \delta_{\theta}}{\cos(h_{\theta}) \cos \varphi} \quad (2)$$

gdzie: a_{θ} , h_{θ} – azymut i wysokość w układzie horyzontalnym,

t_{θ} , δ_{θ} – kąt godzinny i deklinacja w układzie godzinnym,

φ – szerokość geograficzna miejsca obserwacji.

Wynikowe kąty a_{θ} należy przyjmować za dodatnie po południu (w czasie miejscowym); przed południem kąty te są ujemne.

Deklinacja jest to kątowa odległość Słońca od równika niebieskiego, zależna od pory roku. Kąt ten uważa się za dodatni, jeśli Słońce znajduje się na północ od równika (w okresie wiosenno-letnim). Dokładne wartości δ_{θ} przedstawiane są w tablicach astronomicznych. Do celów praktycznych wystarczające jest korzystanie z wartości przybliżonych zamieszczonych w tabeli I.

Ponieważ ruch Słońca na sferze niebieskiej jest podstawą miary czasu: $t_{\theta} = T_{\theta} - 12^h$

gdzie: T_{θ} – czas miejscowy prawdziwy.

Dwunastogodzinna różnica między t_{θ} a T_{θ} wynika z faktu, że dobę liczymy od północy, a kąm godzinny od południa. We wzorze (3) kąt t_{θ} jest wyrażony w często używanej w astronomii mierze godzinnej, aby przejść na miarę stopniową należy zastosować przelicznik $24^h \equiv 360^{\circ}$, $1^h - 15^{\circ}$

Pewną trudność w obliczeniach może sprawić określenie miejscowego czasu prawdziwego, gdyż czas ten nie jest w zasadzie stosowany w praktyce (wyjątkiem są niektóre kraje arabskie). Jednakowy czas miejscowy mają tylko miejscowości położone na jednym południku geograficznym. Oprócz tego, eliptyczność orbity Ziemi sprawia, że jej ruch wokół Słońca odbywa się w ciągu roku z niejednakową prędkością. W wyniku czego Słońce opóźnia lub pośpiesza swój ruch na sferze niebieskiej, w stosunku do prędkości średniorocznej.

Powyższe czynniki sprawiły, że po pierwsze za podstawę miary czasu przyjęto położenie tzw. **Słońca średniego**, tzn. punktu na sferze niebieskiej, w którym znajdowałoby się Słońce, gdyby poruszało się ze stałą prędkością; po wtóre jako czasy urzędowe w większości krajów używa się czasów średnich słonecznych, dla południków, których długość geograficzna jest wielokrotnością 15° (czyli 1^h w mierze godzinnej). Czas urzędowy jest więc **średnim słonecznym czasem strefowym**.

W Polsce i większości krajów środkowej i zachodniej Europy używane są dwa czasy strefowe:

- czas zimowy (listopad - marzec) - dla południka 15°E (czas środkowoeuropejski CSE),
- czas letni (kwiecień - październik) - dla południka 30°E (czas wschodnioeuropejski CWE).

Średni czas miejscowy $T_{sr\theta}$ czyli średni czas słoneczny dla południka miejsca obserwacji wyznaczyć można na podstawie czasu urzędowego pamiętając, że 1° długości geograficznej odpowiada 4^m czasu. Dla Częstochowy (długość geograficzna ok. 19°E):

• dla czasu zimowego – $T_{sr\theta} = \text{CSE} + 16^m$, (4a)

• dla czasu letniego – $T_{sr\theta} = \text{CWE} - 44^m$. (4b)

Potrzebny do naszych obliczeń **prawdziwy czas miejscowy** T_{θ} obliczamy korzystając ze wzoru:

$$T_{\theta} = T_{sr\theta} + \Delta\alpha, \quad (5)$$

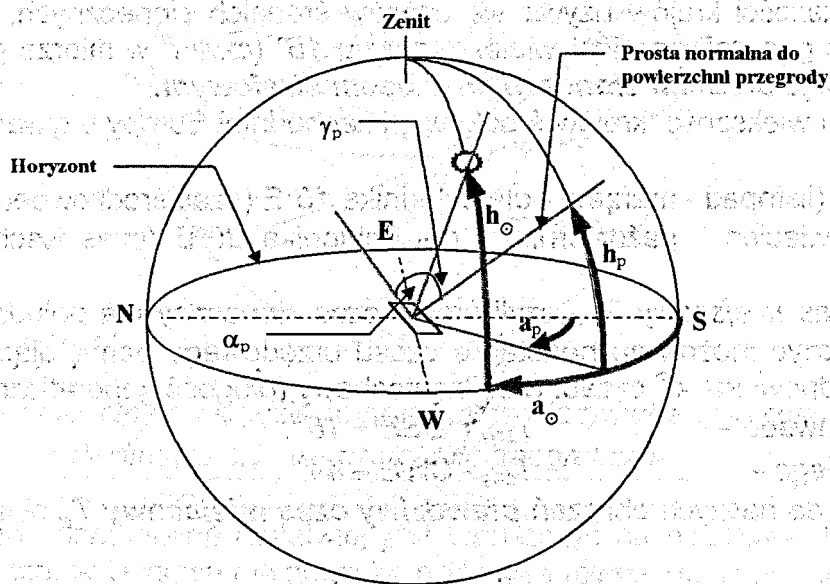
gdzie: $\Delta\alpha$ – równanie czasu, różnica między prawdziwym a średnim czasem słonecznym wynikająca z eliptyczności orbity Ziemi, przybliżone wartości na dany dzień roku podano w tabeli 1.

Na rysunku 2. przedstawiono schemat wyznaczania kąta padania promieni słonecznych na dowolnie usytuowaną przegrodę budowlaną lub inną powierzchnię przejmującą promieniowanie α_p . Zagadnienie sprowadza się do obliczenia kąta między kierunkiem do Słońca a normalną do danej powierzchni przegrody γ_p . Kąty α_p i γ_p dają w sumie kąt prosty. Potrzebne współrzędne horyzontalne normalnej (a_p , h_p) można w prosty sposób obliczyć lub pomierzyć. Kąt h_p stanowi dopełnienie do 90° kąta nachylenia powierzchni do poziomu (dla powierzchni pionowej $h_p = 0^{\circ}$), natomiast a_p sytuuje powierzchnię względem stron świata.

Tabela 1.

Przybliżone wartości deklinacji Słońca i równania czasu, na podstawie [1]

Dzień roku	Deklinacja deg	Równanie czasu Δ, min	Dzień roku	Deklinacja deg	Równanie czasu Δ, min	Dzień roku	Deklinacja deg	Równanie czasu Δ, min
1 stycznia	-23,0	-3,7	1 maj	13,2	2,9	1 wrzesień	8,1	0,1
10 stycznia	-21,9	-7,7	10 maj	17,7	3,6	10 wrzesień	4,5	3,1
20 stycznia	-20,0	-11,1	20 maj	20,1	3,5	20 wrzesień	0,9	6,6
1 Kuty	-17,0	-13,7	1 czerwiec	22,1	2,2	1 październik	-3,3	10,4
10 luty	-14,2	-14,3	10 czerwiec	23,1	-0,6	10 październik	-7,0	13,0
20 luty	-10,8	-13,5	20 czerwiec	21,4	-1,5	20 październik	-10,5	15,2
1 lutego	-7,4	-12,4	1 lipiec	23,1	-3,8	1 listopad	-14,6	16,4
10 marzec	-4,0	-10,3	10 lipiec	22,2	-5,3	10 listopad	-17,3	16,0
20 marzec	0,0	-7,5	20 lipiec	20,6	-6,3	20 listopad	-19,8	14,3
1 kwiecień	4,7	-3,8	1 sierpień	17,9	-6,3	1 grudzień	-21,9	10,9
10 kwiecień	8,1	-1,3	10 sierpień	15,5	-5,3	10 grudzień	-23,0	7,1
20 kwiecień	11,7	1,1	20 sierpień	12,3	-3,3	20 grudzień	-23,4	2,3



Rys. 2.

Schemat wyznaczania kąta padania promieni słonecznych na dowolnie usytuowaną powierzchnię przegrody budowlanej.

Z zależności trygonometrycznych otrzymujemy:

$$\cos p = \sin \gamma_p = \cos(h_\theta - h_p) + \cos(h_\theta) \cos(h_p) [\cos(a_\theta - a_p) - 1] \quad (6)$$

Najważniejszym zastosowaniem praktycznym wielkości p są obliczenia gęstości strumienia energii promieniowania docierającego do powierzchni przejmującej promieniowanie, przy bezchmurnym niebie I_b :

$$I_b = I_{Nd} t_a \sin p \quad (7)$$

gdzie: t_a – współczynnik transmisyjności atmosfery,

I_{Nd} – gęstość strumienia energii promieniowania docierającego do granic atmosfery ziemskiej, na powierzchnię normalną do kierunku padania, tzw. stałą słoneczną, wartość średnioroczna $I_{N0} = 1353 \text{ W/m}^2$.

Transmisyjność atmosfery silnie zależy od wysokości horyzontalnej Słońca. Wynika to z faktu, że promieniowanie wchodzące w atmosferę pod kątem ma do pokonania dłuższą drogę, niż gdy Słońce świeci w zenicie. Miarą długości tej drogi jest bezwymiarowa wielkość zwana masą optyczną atmosfery.

Metodykę dokładniejszego obliczania transmisyjności atmosfery zawiera opracowanie [2]. Wartość ta jest przedstawiona jako iloczyn transmisyjności atmosfery idealnej (Rayleigha) oraz współczynników poprawkowych uwzględniających wpływ obecności w atmosferze rzeczywistej ozonu, pary wodnej i aerozoli. W tabeli 2 zestawiono obliczenia masy optycznej i t_a dla atmosfery idealnej.

Tabela 2.

Wartości transmisyjności atmosfery idealnej przy ciśnieniu atmosferycznym 1013 HPa wg [2].

Wysokość Słońca	Masa optyczna	Transm. atmosfery	Wysokość Słońca	Masa optyczna	Transm. atmosfery
90°	1,000	0,914	40°	1,553	0,878
80°	1,015	0,913	30°	1,993	0,853
70°	1,063	0,909	20°	2,900	0,807
60°	1,154	0,903	10°	5,580	0,705
50°	1,304	0,894	5°	10,323	0,616

Oczywiście transmisyjność atmosfery rzeczywistej jest mniejsza. W opracowaniu [3] podana została wartość otrzymana w wyniku badań periheliometrycznych: $I_b = 1,4 \text{ cal}/(\text{cm}^2 \text{ min}) = 997,0 \text{ W}/\text{m}^2$, dla powierzchni prostopadłej do kierunku padania, na poziomie morza, co daje współczynnik transmisyjności 0,73.

LITERATURA

1. Mietelski J.: *Astronomia w geografii*. PWN, Warszawa 1979.
2. *A Building and Its Physical Environment*. Praca zbiorowa pod red. L. Sliwowskiego. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1992.
3. Rybka E.: *Astronomia ogólna*. PWN, Warszawa 1983.

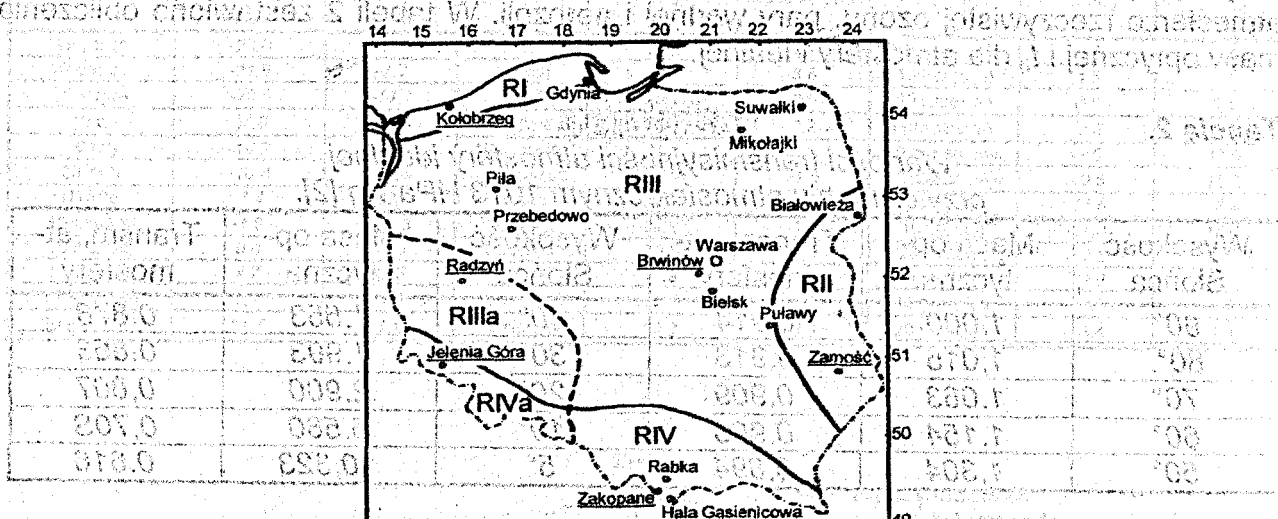
Ujma Adam

EFEKTYWNOŚĆ CIEPLNA PRZEGRÓD Z IZOLACJĄ TRANSPARENTNĄ

Promieniowanie całkowite, jakie dociera do danego punktu Ziemi, jest sumą promieniowania bezpośredniego i rozproszonego, które z kolei zależą od czynników miejscowych, takich jak szerokość geograficzna, klimat lokalny, zanieczyszczenie atmosfery.

Czas nasłonecznienia, a więc suma energii promieniowania słonecznego jaką dysponujemy, uzależniony jest od pory roku i położenia geograficznego. Tak więc, roczna suma energii całkowitego promieniowania słonecznego dla obszarów, najkorzystniej położonych wynosi około $2560 \text{ kWh}/\text{m}^2$, dla Polski zaś zawiera się w granicach od 950 do $1250 \text{ kWh}/\text{m}^2$ w ciągu całego roku. Odpowiada to spalaniu, ze sprawnością 100%, około 120 kg paliwa umownego. Te znaczące strumienie energii w znikomym stopniu są wykorzystywane do poprawy bilansu energetycznego Polski, poprzez zastępowanie energii otrzymywanej z paliw, a przy tym i do poprawy stanu zanieczyszczenia środowiska produktami spalania tychże paliw. Na terenie Polski położonej między 49 a 54,5 szerokości geograficznej północnej, natężenie promieniowania, kąt padania promieni słonecznych i liczba godzin słonecznych są różne w skali roku. Pomiarów parametrów promieniowania słonecznego prowadzone przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w latach

1960 – 1990, pozwoliły zastosować rejonizację zasobów energii promieniowania słonecznego kraju. Ze względu na roczne sumy promieniowania całkowitego na powierzchni poziomej, na obszarze Polski wyodrębnia się cztery podstawowe regiony (rys. 1).



Rys. 1. Rejonizacja obszaru Polski pod względem intensywności rocznego promieniowania słonecznego [1]

- I – pas nadmorski, ograniczony izoliną 950 kWh/(m²rok) z Kołobrzegiem jako stacją charakterystyczną,
- II – wschodnia część Polski, ograniczona izoliną 950 kWh/(m²rok), ze stacją charakterystyczną Zamość,
- III – pozostała część Polski od południa, ograniczona izoliną 900 kWh/(m²rok), ze stacją Brwinów,
- IV – południowa część Polski ograniczona od północy izoliną 900 kWh/(m²rok), ze stacją Zakopane.

Dodatkowo wydzielono dwa podregiony:

- IIIa – górne dorzecze Odry z Radzynie,
- IVa – obszar Sudetów i Podgórze Sudeckiego z Jelenią Górą.

Największy dopływ energii promieniowania słonecznego obserwuje się na wybrzeżu (rejon I) oraz we wschodniej części kraju (rejon II). Roczne sumy promieniowania słonecznego kształtują się w granicach 950 – 1020 kWh/m². Najmniejszy w ciągu całego roku dopływ energii promieniowania słonecznego obserwuje się na południu Polski (rejon IV). Jednocześnie w tym rejonie w sezonie zimowym dopływ energii promieniowania słonecznego jest największy (200 – 250 kWh/m²). Podobnymi cechami charakteryzuje się rejon Sudetów - IVa. Generalnie w skali roku najwyższe wartości promieniowania słonecznego obserwuje się na wybrzeżu zachodnim oraz we wschodniej części Polski. W półroczu zimowym natomiast korzystniejsze warunki wykorzystania energii promieniowania słonecznego obserwuje się w południowej i wschodniej części Polski.

Porównując dane z Polski z danymi dla innych miast na świecie można stwierdzić że na terenie naszego kraju nasłonecznienie jest podobne do obszaru północnych i środkowych Niemiec, Beneluxu, Danii, północnej Francji i północnej części USA. Mamy jednak znacznie korzystniejsze warunki od Wielkiej Brytanii, Finlandii czy Szwecji, a we wszystkich tych krajach wykorzystuje się z powodzeniem instalacje słoneczne, w tym przegrody z izolacjami transparentnymi. Powinno to być zachętą do podjęcia prac mających na celu szersze wykorzystanie energii promieniowania słonecznego w Polsce.

W chwili obecnej graniczna wartość wskaźnika sezonowego zapotrzebowania na ciepło E , budynku jednorodzinnego w Polsce wynosi w odniesieniu: do kubatury ($V = 307 \text{ m}^3$) – $37,4 \text{ kWh}/(\text{m}^3\text{a})$, do powierzchni użytkowej budynku ($A_p = 121 \text{ m}^2$) – $93,5 \text{ kWh}/(\text{m}^2\text{a})$ [2]. Zastosowanie izolacji transparentnych, szczególnie na ścianach nasłonecznionych oraz ich odpowiednia lokalizacja, orientacja i właściwe rozwinięcie płaszczyzn ściennych mogą przyczynić się do dodatkowego zmniejszenia zapotrzebowania na ciepło.

Najlepszy bilans energetyczny ściany z izolacją transparentną w czasie okresu grzewczego uzyskują ściany zorientowane na południe, które w miesiącach zimowych najdłużej są nasłoneczniane i podobnie jak przez okna przechodzi przez nie znaczna część promieniowania słonecznego. Wyniki badań wykazują, że dla Niemiec, w przybliżeniu, w ciągu roku izolacja transparentna, umieszczona na powierzchni ściany, może pokryć roczne zapotrzebowanie energii, w przypadku ściany południowej do wielkości około $120 \text{ kWh}/\text{m}^2$, a dla wschodniej i zachodniej około $70 \text{ kWh}/\text{m}^2$.

W przypadku budownictwa polskiego, przegrody z izolacjami transparentnymi są praktycznie nieznanymi. Szczątkowe informacje, jakie można na ich temat znaleźć w literaturze fachowej, nie wskazują na optymalne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowe i terytorialne, tego rodzaju konstrukcji do zastosowania w warunkach polskich. Wydaje się to być jedną z podstawowych barier, nie pozwalających na wdrożenie na szeroką skalę tego rodzaju rozwiązań w budynkach wznoszonych na terenie Polski.

W niniejszym referacie zamieszczono wyniki obliczeń parametrów cieplnych ścian z izolacją transparentną, dla terytorium Polski, dla standardowego sezonu grzewczego.

Gęstość strumienia ciepła, w stanie ustalonym, przez ścianę z izolacją transparentną wg [5], określa następujące równanie:

$$\eta_0 I_c = U_{Ti} (T_A - T_e) + U_w (T_A - T_i), \quad (1)$$

gdzie:

U_{Ti} – współczynnik przenikania ciepła dla transparentnej izolacji, $[\text{W}/(\text{m}^2\text{K})]$;

U_w – współczynnik przenikania ciepła dla ściany, $[\text{W}/(\text{m}^2\text{K})]$;

T_e – temperatura powietrza zewnętrznego, $[\text{K}]$;

T_i – temperatura powietrza wewnętrznego, $[\text{K}]$;

T_A – temperatura absorpcyjnej powierzchni ściany, $[\text{K}]$;

η_0 – współczynnik konwersji promieniowania słonecznego dla izolacji transparentnej i powierzchni ściany,

I_c – strumień promieniowania słonecznego, całkowitego, wg normy [6], $[\text{W}/\text{m}^2]$.

Współczynnik konwersji η_0 określa zależność:

$$\eta_0 = \tau \alpha, \quad (2)$$

gdzie: τ – współczynnik transmisyjności promieniowania słonecznego przez izolację transparentną;

α – współczynnik absorpcji promieniowania słonecznego dla powierzchni ściany.

Strumień energii promieniowania słonecznego, po przejściu przez izolację transparentną (współczynnik konwersji η_0) absorbowany jest przez powierzchnię ściany, a następnie rozkłada się na dwa strumienie ciepła, z których jeden przenika do wnętrza pomieszczenia $U_w (T_A - T_i)$, a drugi na zewnątrz $U_{Ti} (T_A - T_e)$.

Utrzymywanie się temperatury o wartości T_A , wyższej od temperatury powietrza zewnętrznego T_e , zapewnia ogrzewanie pomieszczenia.

Gdy strumień promieniowania słonecznego równy jest zero $I_c = 0$, równanie (1) przyjmuje postać:

$$U_{Ti} (T_e - T_A) = U_w (T_A - T_i). \quad (3)$$

Po przekształceniu:

W niniejszym referacie zamieszczono wyniki obliczeń parametrów cieplnych ścian z izolacją transparentną, dla terytorium Polski, dla standardowego sezonu grzewczego. Wyniki badań wykazują, że dla Niemiec, w przybliżeniu, w ciągu roku izolacja transparentna, umieszczona na powierzchni ściany, może pokryć roczne zapotrzebowanie energii, w przypadku ściany południowej do wielkości około $120 \text{ kWh}/\text{m}^2$, a dla wschodniej i zachodniej około $70 \text{ kWh}/\text{m}^2$.

$$T_A = \frac{U_{\pi} T_e + U_w T_i}{U_{\pi} + U_w} \quad (4)$$

Strumień strat ciepła z pomieszczenia, bez absorpcji promieniowania słonecznego jest równy:

$$q_w = (T_i - T_e) U_w = \frac{U_w U_{\pi} (T_i - T_e)}{U_{\pi} + U_w} \quad (5)$$

Współczynnik przenikania ciepła dla ściany z izolacją transparentną jest równy:

$$U = \frac{U_w U_{\pi}}{U_{\pi} + U_w} \quad (6)$$

Efektywność ogrzewania przez ścianę z izolacją transparentną jest znacząca, gdy ściana charakteryzuje się dużą wartością współczynnika przenikania ciepła U_w , przy jednoczesnej małej wartości współczynnika przenikania ciepła U_{π} dla izolacji transparentnej.

Temperaturę T_A , przy założeniu występowania promieniowania słonecznego $I_c > 0$ określana jest ze wzoru (1)

$$T_A = \frac{\eta_0 I_c + U_{\pi} T_e + U_w T_i}{U_{\pi} + U_w} \quad (7)$$

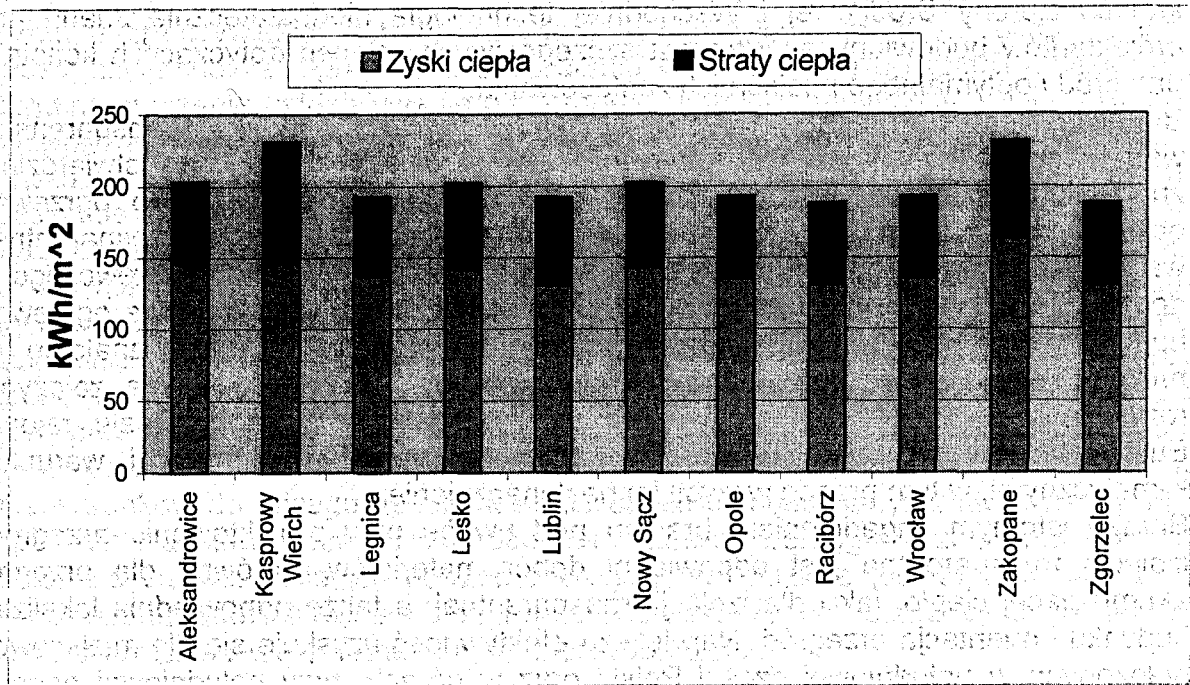
Strumień ciepła przenikający przez ścianę ma postać:

$$q_w = (T_A - T_i) U_w = \frac{\eta_0 U_w I_c + U_{\pi} U_w (T_e - T_i)}{U_{\pi} + U_w} \quad (8)$$

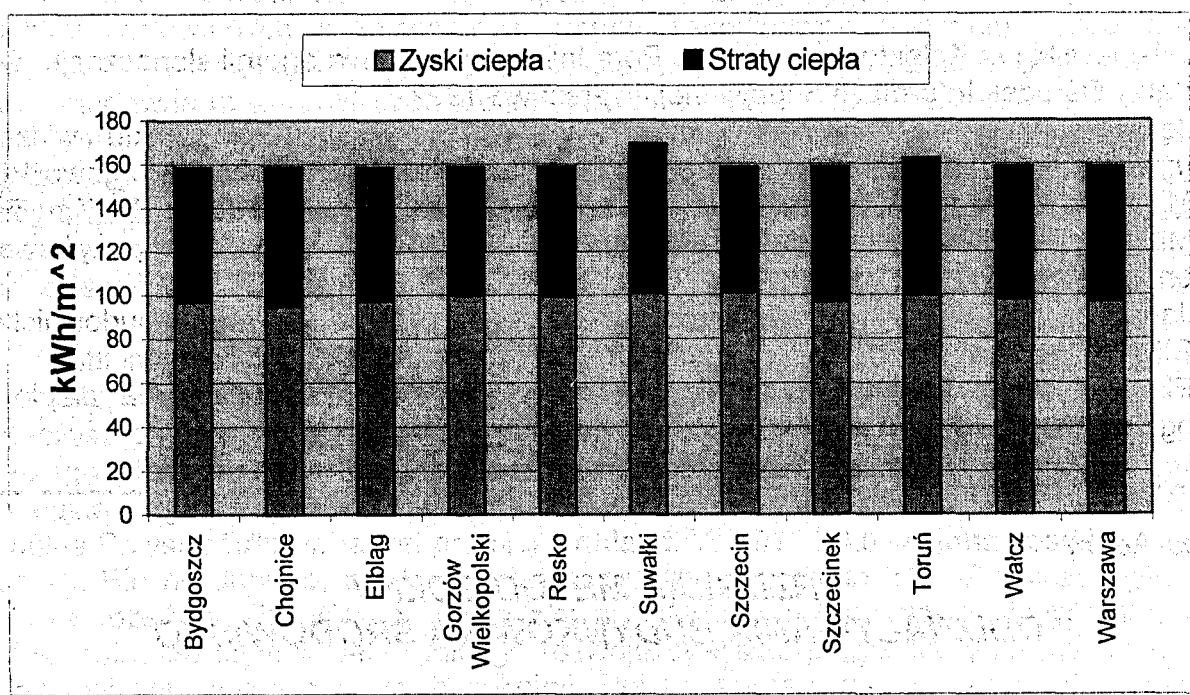
Według zależności (8) określone zostały wartości efektywności cieplnej wybranych przegród z izolacją transparentną.

Efektywność cieplną ściany z izolacją transparentną tj. wielkość strumienia ciepła przenikającego przez tą ścianę obliczono według wzoru (8). Wartości oporu cieplnego przyjęte w obliczeniach wynoszą dla izolacji transparentnej średnio $R_{\pi} = 1,0 \text{ m}^2\text{K/W}$ oraz dla przegrody z cegły ceramicznej pełnej o grubości 38 cm $R_w = 0,49 \text{ m}^2\text{K/W}$. Przyjęto przeciętną wartość współczynnika transmisyjności promieniowania słonecznego przez izolację transparentną $\tau = 0,7$ oraz współczynnik absorpcji promieniowania słonecznego dla powierzchni ściany $\alpha = 0,9$. Obliczenia wykonano dla 59 miast Polski oraz dla przegród pionowych, nachylonych pod kątem 60° i 30° do poziomu oraz zorientowanych w kierunku S, S - W, S - E.

Na wykresie 1 przedstawiono wyniki obliczeń zysków ciepła przez przegrodę z izolacją transparentną dla miejscowości, w których w ciągu całego sezonu grzewczego bilans przepływu ciepła przez nią jest dodatni, a równocześnie suma zysków ciepła wszystkich miesięcy sezonu grzewczego jest największa (powyżej 130 kWh/m^2). Na wykresie 2 natomiast przedstawiono wyniki obliczeń dla miejscowości o najmniejszych zyskach ciepła w ciągu całego sezonu grzewczego (poniżej 101 kWh/m^2). Wyniki przedstawione na wykresach dotyczą południowej orientacji przegrody nachylonej pod kątem 60° do poziomu.



Wykres 1.
Miejscowości o największych zyskach ciepła przez ścianę z izolacją transparentną



Wykres 2.
Miejscowości o najmniejszych zyskach ciepła przez ścianę z izolacją transparentną

WNIOSKI

1. Na podstawie analizy literatury omawiającej izolację transparentne można wyciągnąć wnioski o skąpych i nie usystematyzowanych danych o tego rodzaju materiałach i ich zastosowaniu. Mimo, iż w okresie ostatnich kilkunastu lat wykonano na świecie wiele badań naukowych dotyczących izolacji transparentnych, wciąż jest to w Polsce i

krajach Europy Środkowej i Wschodniej technologia niedostatecznie znana przez projektantów budowlanych. Brak jest szczegółowych zaleceń dotyczących konstrukcji przegród i optymalnego miejsca ich zastosowania.

2. Biorąc pod uwagę efektywność jaką uzyskują przegrody z izolacją transparentną w warunkach klimatycznych Polski, co wykazano w artykule, można stwierdzić, iż znacząco zmniejszają one zapotrzebowanie na ciepło niezbędne do ogrzewania obiektów budowlanych. I choć bilans cieplny przegród z izolacją transparentną w warunkach klimatycznych Polski nie dla wszystkich miesięcy sezonu grzewczego jest dodatni, to zastosowanie tego rozwiązania może znacząco skrócić czas ogrzewania budynku konwencjonalnymi urządzeniami grzewczymi. Przez analogię do funkcjonowania izolacji transparentnych w warunkach polskich, można założyć, iż rozwiązania te mogą wykazywać również wysoką efektywność w wielu rejonach Europy Środkowej i Wschodniej, charakteryzujących się podobnymi warunkami klimatycznymi, w tym przede wszystkim nasłonecznieniem.
3. Bardzo istotnym zagadnieniem brany pod uwagę przy projektowaniu przegród z izolacją transparentną jest odpowiedni dobór materiałów, zarówno dla przegrody akumulującej ciepło, jak i dla izolacji transparentnej, a także odpowiednia lokalizacja budynku i orientacja przegród. Największą efektywność uzyskuje się dla miejscowości położonych w południowej części Polski oraz w górach, przy południowej orientacji przegrody.

LITERATURA

1. Wiśniewski G.: Kolektory słoneczne. Poradnik wykorzystania energii słonecznej. Centralny Ośrodek Informacji Budowlanej, Warszawa 1992.
2. Jędrzejewska – Ścibak T.: Bilans energetyczny budynku z punktu widzenia użytkowników (w:) Systemowe podejście do izolacji cieplnej budynków, Mrągowo 1998.
3. Mikoś J.: Półprzezroczyste izolacje termiczne budynków, ŚWIAT SZKŁA, 1997 nr 6.
4. Mikoś J.: Ściany z osłoną transparentną jako efektywne układy pozyskiwania energii słonecznej, Przegląd Budowlany 1996 nr 3.
5. Januszewski J.: Zastosowanie izolacji transparentnej i termotropowej w budownictwie, CIEPŁOWNICTWO, OGRZEWNICTWO, WENTYLACJA 2000, nr 1
6. PN – B – 02025:1998, Obliczanie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej.

Ujma Adam

PRZEGLĄD METOD OCENY ODDZIAŁYWANIA BUDYNKÓW NA ŚRODOWISKO

Relacje między obiektem budowlanym a jego otoczeniem składają się na różnego rodzaju oddziaływanie otoczenia na obiekt oraz oddziaływanie obiektu na otoczenie, w którym on znajduje się, w tym na środowisko naturalne oraz użytkowników tych obiektów. Oddziaływanie to jest zróżnicowane w odniesieniu do stopnia i rodzaju oddziaływań. Inne występuje na etapie wznoszenia obiektu i jeszcze wcześniej, w momencie produkcji materiałów budowlanych. Odmienna, ilościowo i jakościowo, skala oddziaływań rejestrowana jest na etapie jego eksploatacji, a inna na etapie rozbiórki i utylizacji materiałów pojawiających się w jej rezultacie. Oddziaływania te mogą nosić charakter pozytywny, negatywny lub obojętny. Pozytywny, czyli taki, w wyniku którego obiekt lub otoczenie może pozyskać lub oddawać składniki materialne lub niematerialne (np. energię) nie szkodząc sobie na

wzajem. Jest oczywistym, iż ten rodzaj oddziaływań byłby najbardziej pożądanym. Rzeczywistość jest jednak z reguły inna, szczególnie w odniesieniu do relacji obiektu budowlanego na otoczenie, oddziaływanie ma z reguły charakter negatywny, czyli obiekt budowlany wpływa na otoczenie niekorzystnie. Ze względu na postępującą degradację środowiska naturalnego, w tym również w wyniku działalności budowlanej, aktualnie szczególnie dużo uwagi poświęca problemowi zminimalizowania negatywnych relacji między obiektem i jego otoczeniem, tak w skali mikro (lokalnej), jak i makro (globalnej).

Do niedawna ocena wpływu obiektu budowlanego na otoczenie przeprowadzana była w sposób uproszczony, wybiórczy, w rozbiciu na pojedyncze etapy jego istnienia. Szczególnie dużo uwagi poświęcano oddziaływaniom eksploatacyjnym, w tym związanym z zaopatrzeniem w energię. Począwszy od lat 90. ubiegłego wieku zaznacza się tendencja do przeprowadzania kompleksowej oceny ekologicznej budynków, tj. w pełnym cyklu życia obiektu. W tym okresie pojawił się termin *sustainable development*, który oznacza stwarzanie warunków do takiego funkcjonowania obiektów budowlanych, które dają prawo do zaspakajania aspiracji rozwojowych obecnej generacji, bez ograniczania praw przyszłych pokoleń do zaspakajania ich potrzeb rozwojowych. Możliwe jest to tylko w przypadku zrównoważenia oddziaływania obiektu na środowisko, czyli poprzez wykorzystanie możliwości środowiska bez nanoszenia mu znaczących szkód.

W polskiej terminologii pojawił się podobny termin do przedstawionego (wyżej) *ekorozwój*, jako podporządkowanie potrzeb i aspiracji społeczeństwa oraz państwa możliwościom jakie daje środowisko, którym dysponujemy.

W efekcie poszukiwań, tak koncepcji jak i przykładowych rozwiązań projektowych obiektów budowlanych, w minimalnym stopniu szkodzących otoczeniu i stwarzających korzystne warunki eksploatacyjne, pojawiło się szereg określeń na tego rodzaju obiekty. I tak od niedawna można usłyszeć lub przeczytać o budynkach czy też budownictwie: *ekologicznym, przyjaznym, zielonym, energooszczędnym, niskowenergetycznym lub o zerowym zużyciu energii, solarnym, inteligentnym i in.* Wszystkie badania w zakresie tego rodzaju budownictwa oraz poszukiwanie optymalnych rozwiązań projektowych, powinno spowodować, że postęp cywilizacyjny w budownictwie nie będzie przyczyniał się do degradacji środowiska naturalnego, stwarzając przy tym korzystniejsze warunki eksploatacyjne.

Problematyka oddziaływania człowieka na środowisko naturalne, w obszarze wpływu przemysłu, obszarów zurbanizowanych, uprzemysłowionych i innych na klimat planety, zanieczyszczenie powietrza, wody, gleby, szczególne znaczenie zyskała w latach 80. i 90. ubiegłego wieku. W roku 1983 Światowa Komisja Środowiska i Rozwoju, funkcjoniująca pod egidą Organizacji Narodów Zjednoczonych opracowała raport pod nazwą „Nasza Wspólna Przyszłość” tzw. raport premier Brutland. W 1992 roku wydana została tzw. Deklaracja z Rio de Janeiro, z rekomendacjami w tzw. Agendzie 21. W obliczu wykazania wielu zagrożeń cywilizacyjnych środowiska naturalnego, po raz pierwszy wyartykułowana została potrzeba stymulowania takiego rozwoju cywilizacyjnego, który zagwarantuje normalne funkcjonowanie przyszłych pokoleń. Pojawił się tam termin *Sustainable Development* jako *prawo do zaspakajania aspiracji rozwojowych obecnej generacji bez ograniczania praw przyszłych pokoleń do zaspakajania ich potrzeb rozwojowych*.

W odniesieniu do problemów Polski, w 1989 roku, a więc przed opublikowaniem dokumentu Agenda 21, został opracowany i uzgodniony podczas obrad „Okrągłego Stołu” dokument pt. *Polityka Ekologiczna Państwa*, przyjęty przez Rząd w 1990 i wprowadzony Uchwałą Sejmu RP z dn. 10.05.1991. Zaproponowane zostało w nim określenie *Ekorozwój* - jako *podporządkowanie potrzeb i aspiracji społeczeństwa i państwa możliwościom jakie daje środowisko, którym dysponujemy*, zbliżone w swojej treści do pojawiającego się później terminu *Sustainable Development*.

Określenie rozwój zrównoważony coraz szerzej wchodzi do terminologii budowlanej, w rozumieniu zrównoważonego oddziaływania obiektu budowlanego na środowisko naturalne w całym cyklu jego życia, tj. od momentu powstawania, wraz z fazą produkcji materiałów na jego realizację, poprzez fazę wykonawczą, następnie eksploatacyjną, do momentu rozbiórki i utylizacji otrzymanych odpadów. Termin *Life Cycle Assessment - LCA, analiza cyklu życia wyrobu*, który ujęty został w międzynarodowych normach serii ISO 14400, odnoszony jest również do wytworów w postaci obiektów budowlanych. Można przyjąć, iż jest ona wiodąca wśród metod stosowanych obecnie w krajach Europy Zachodniej, w zarządzaniu środowiskiem naturalnym. Informacje uzyskane w rezultacie procedury *LCA*, wykorzystywane są jako część większego złożonego procesu podejmowania decyzji dotyczących strategii rozwoju, decyzji planistycznych, inwestycyjnych i in., lub w celu wyciągnięcia wniosków o wpływie wyrobów, w tym obiektów budowlanych, na środowisko naturalne. Cel w postaci opracowania modelu oceny stopnia oddziaływania obiektu budowlanego na środowisko znalazła się również w międzynarodowym programie *Green Building Challenge - GBC*, którego dwie edycje *GBC'98* i *GBC'2000* odbyły się już, a aktualnie realizowana jest trzecia *GBC'2002*. Program zakłada również przeprowadzanie oceny oddziaływania na środowisko projektów budynków i ich realizacji. Ponieważ w programie uczestniczy kilkanaście krajów, reprezentujących wszystkie kontynenty, do oceny zgłaszane są rozwiązania projektowe, uwzględniające różnorodne warunki klimatyczne, społeczne, ekonomiczne i in.

Ocena rozwiązań projektowych, prezentowanych w ramach *GBC*, przeprowadzana jest dla dziewięć grup czynników i relacji obiektu budowlanego do otoczenia naturalnego, tj.: wpływ na otoczenie, transport, wykorzystanie zasobów naturalnych, bezpośrednie obciążenie środowiska, jakość środowiska wewnętrznego obiektu, ekonomia, funkcjonalność, procedury postępowania, architektura obiektu. Pomimo programu *GBC* w wielu krajach opracowane zostały regionalne (krajowe) programy i metody weryfikujące rozwiązania projektowe, mające na celu przeprowadzanie ocen oddziaływania obiektów budowlanych na otoczenie. W tabeli 1 przedstawiono wykaz kilku metod badawczych stosowanych w krajach Europy Zachodniej i Ameryki Północnej, wraz z ich krótką charakterystyką.

Wszystkie te programy pozwalają na przeprowadzanie ocen w oparciu o zebrane dane ilościowe i jakościowe, charakteryzujące dane rozwiązanie projektowe, a następnie przypisanie im pewnych wielkości ważonych, różnych w zależności od kategorii i kryteriów oceny. Ostateczna ocena projektu będąca zbiorem danych liczbowych i opisowych, pozwala na przeprowadzanie porównań rozwiązań projektowych między sobą i wskazywanie elementów projektu wymagających zmiany, poprawy lub dopracowania.

W krajach Europy Środkowej i Wschodniej wykazywany jest znaczący negatywny wpływ sektora budowlanego na otoczenie naturalne, między innymi poprzez bardzo niekorzystne wskaźniki zużycia energii elektrycznej i ciepła w obiektach użytkowych. Z tego względu, jak również ze względu na brak w Polsce jak i krajach, metod oceny oddziaływania obiektów budowlanych na otoczenie, w tym na środowisko naturalne, podobnych do przedstawionych wyżej, istnieje bezwzględna potrzeba wypracowania odpowiednich procedur postępowania, uwzględniających specyfikę danego regionu. Powinno się przy tym wykorzystać doświadczenia jakie w tej mierze uzyskano w krajach prowadzących takie oceny. Istnieje również możliwość wykorzystania istniejących już metod, poprzez przystosowanie ich do warunków danego kraju.

Tabela 1.

Zestawienie metod stosowanych do oceny oddziaływania obiektów budowlanych na środowisko naturalne

Lp.	Nazwa programu	Kraj stosowania programu	Ogólne dane o programie
1	BREEM	Wielka Brytania	Metoda jest skrótem od nazwy Building Research Establishment Environmental Assessment Method. Służy do oceny globalnego i miejscowego oddziaływania na środowisko naturalne, a także mikroklimatu wewnętrznego, przede wszystkim obiektów administracyjnych, biurowych itp.
2	ECO-PROFIL	Norwegia	Program zbliżony do programu BREEM, w którym ocena przeprowadzana jest z uwzględnieniem parametrów, podzielonych na cztery grupy, dotyczące: energii, jakości powietrza wewnętrznego, zanieczyszczenia środowiska zewnętrznego, zapotrzebowania na zasoby środowiska naturalnego.
3	ATHENA	Kanada	Metoda bazuje na komputerowym wyborze materiałów budowlanych i różnych alternatywnych rozwiązań projektowych, mająca na celu zminimalizowanie potencjalnego negatywnego oddziaływania cyklu życiowego obiektów budowlanych na środowisko naturalne.
4	ECO-QUANTUM ECO-PRO EQUER	Holandia Niemcy Francja	Metody pozwalają przeprowadzać ocenę globalnego wpływu na środowisko naturalne obiektów budowlanych, z uwzględnieniem różnych modeli rozwoju, metody zbliżone do programu ATHENA.
5	SBE-METOD	Szwecja	Ocena wpływu na środowisko naturalne według wskaźników: wykorzystania energii, wykorzystania materiałów, wewnętrznego środowiska, zewnętrznego środowiska, kosztów cyklu życiowego obiektów budowlanych. Ocena przeprowadzana jest dla etapu eksploatacji obiektu.
6	ESB	Szwecja	Metoda Environmental Status of Building, wykorzystywana przy opracowywaniu audytów ekologicznych i do oceny oddziaływania obiektów istniejących, według parametrów, uwzględniających: właściwości środowiska wewnętrznego i zewnętrznego; oraz wykorzystanie energii i materiałów.
7	BEES	USA	Względna ocena wielorakiego oddziaływania na środowisko naturalne alternatywnych wariantów rozwiązań obiektów budowlanych.
8	GBTTool	Kanada	Metoda określa oddziaływanie cyklu życiowego obiektów budowlanych na środowisko naturalne przy uwzględnieniu różnego położenia geograficznego obiektu. Ocena wykonywana jest według następujących kategorii: lokalizacja obiektu, wykorzystanie materiałów, wybór materiałów, realizacja i eksploatacja obiektu, wykorzystanie energii, nadzór nad realizacją, oddziaływanie akustyczne, trwałość i zapotrzebowanie na: materiały, wodę, paliwa, energię i in.



Секция II

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И
НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

УДК 627.8.012.4

Бабич Е.М., Барашиков А.Я.

**ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ УКРАИНЫ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

В Украине активно происходит процесс создания собственной нормативной базы в строительной отрасли и, в частности, для водохозяйственного строительства. Во многих случаях изменяются концепции государственных строительных норм, их структура, принципы использования. Разработана первая редакция государственных строительных норм (ДБН) «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования», которые будут основополагающим документом и распространятся на проектирование конструкций промышленных, гражданских, транспортных, гидротехнических и других зданий и сооружений. Они включают требования к конструкциям, материалам, расчётам, конструированию, изготовлению и т.п., выполнение которых обеспечивает сохранение конструкциями своего функционального назначения на протяжении установленного срока эксплуатации. Способы обеспечения устанавливаемых требований указываются рекомендательными, а для их реализации предусматривается разработка системы пособий по проектированию бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, в том числе и конструкций гидротехнических сооружений [1].

Первым шагом в создании системы пособий для проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений являются разработанные Ведомственные строительные нормы ВСН В.2.6.-33-2.3.-01-99 «Конструкции

зданий и сооружений». Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений и (далее ВСН) которые утверждены и введены в действие приказом Государственного комитета Украины по водному хозяйству от 27 сентября 1999 года № 134. ВСН разработаны работниками Украинской государственной академии водного хозяйства (теперь Ровенский государственный технический университет) с участием специалистов Киевского национального университета строительства и архитектуры и Украинского главного арендного научно-исследовательского института «Укрводпроект».

Основной целью разработанных ВСН является обеспечение проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений с необходимой надёжностью, сроком службы, соответствием функциональному назначению, экономичностью расходования материалов и с соблюдением экологических требований. Нормы распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, которые подвергаются постоянному или периодическому воздействию водной среды.

До настоящего времени проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений производилось с соблюдением СНиП 2.06.08-87 [2]. В это же время действуют нормы СНиП 2.03.01-84* , которые распространяются на проектирование конструкций гражданских и промышленных зданий [3]. Необходимо отметить, что методология проектирования согласно СНиП 2.06.08-87 значительно отличается от методологии СНиП 2.03.01-84* , особенно это касается расчёта конструкций по предельным состояниям второй группы. Кроме этого, во многих случаях нормы [2] отсылают к нормам [3] (расчёт на местные нагрузки, отрыв, вопросы проектирования и др.)

В ВСН использованы проверенные практикой методики проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, которые приведены в [2] и [3], новые обоснованные результаты научных исследований в области железобетонных конструкций [4]. В новых нормах достигнута цель комплексного изложения материала таким образом, что проектировщик может рассчитывать любую конструкцию гидротехнических сооружений с обычного железобетона, не прибегая к другим нормативным документам.

ВСН состоят из восьми разделов и шести приложений. В первом разделе «Общие требования» приведены основные требования, которые предъявляются к бетонным и железобетонным конструкциям гидротехнических сооружений. В частности, отмечается, что выбор типа конструкций необходимо производить исходя из условий технико-экономической целесообразности их использования в конкретных условиях строительства с учётом максимального снижения материалоёмкости, трудоёмкости и стоимости возведения. Установлены требования относительно соответствия назначению и сохранению эксплуатационных свойств конструкций на протяжении определённого срока службы, которые обеспечиваются соблюдением требований по безопасности, эксплуатационной пригодности, технологичности, сопротивлению локальным разрушениям и аварийным влияниям. Надёжность конструкций рекомендуются определять полувероятностным методом расчёта путём использования расчётных значений нагрузок и воздействий, расчётных характеристик материалов (бетона и арматуры), которые определены с помощью соответствующих коэффициентов надёжности к нормативным значениям этих характеристик с учётом класса сооружений по назначению.

Во втором разделе приведены требования к бетону и арматуре, классы и марки бетонов, классы арматуры, нормативные и расчётные характеристики материалов. По сравнению с [2] расширен диапазон использования классов бетона до B60, а зна-

чения начального модуля упругости бетона приведены как для массивных так и для стержневых конструкций. ВСН предусматривают использование арматуры классов А-VI, Ат-IIIС, Ат-IVС, Ат-VСК, а также Вр-II, В-II, К-7 и К-19. Устанавливается, что основными показателями качества арматуры являются: временное сопротивление растяжению; физическая или условная граница текучести; относительное удлинение после разрыва. Прочность и деформативные свойства бетона и арматуры в нормах заданы своими нормативными значениями с учётом изменчивости. Расчетные значения основных прочностных характеристик материалов для предельных состояний первой и второй групп определяются делением нормативного значения сопротивления на соответствующие коэффициенты надёжности по материалу.

Основные требования к расчёту конструкций изложены в третьем разделе. Устанавливается, что расчёт бетонных и железобетонных конструкций должен выполняться по методу предельных состояний с учётом класса сооружений по назначению и категории ответственности конструктивных элементов, изменчивости качества материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик и условий работы конструкций.

Согласована терминология со СНиП 2.03.01-84* относительно трещиностойкости конструкций. К трещиностойким отнесены конструкции, в которых не допускается образование трещин, т.е. предъявляются согласно [3] требования 1-ой категории; а к нетрещиностойким — конструкции, в которых допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин, т.е. предъявляются согласно [3] требования 2-ой и 3-ой категории.

ВСН устанавливают, что основными методами расчёта бетонных и железобетонных конструкций могут использоваться: метод сечений (нормальных, наклонных, пространственных); числовой метод, основанный на методе конечных элементов; методы механики разрушения.

Необходимо отметить, что у ВСН структура и форма записи расчётных формул согласована со СНиП 2.03.01-84*. Для этого в расчётные формулы усилия от внешней нагрузки и воздействий введены с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке, надёжности по назначению и коэффициентов сочетаний, а коэффициенты условия работы конструкций, отдельные коэффициенты условий работы бетона и арматуры не указаны.

В четвёртом разделе изложены методики расчёта бетонных и железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы: расчёт по прочности (для возможных видов разрушения при совместном действии нагрузок и неблагоприятного влияния окружающей среды); расчёт на выносливость (для разрушения усталостного характера при действии многократного повторного напряжения); расчёт на устойчивость формы (для тонкостенных конструкций и др.); расчёт на устойчивость положения.

По сравнению со СНиП 2.06.08-87 приведена методика расчёта прочности элементов треугольного и кольцевого сечений, а так же расчёт бетонных и железобетонных элементов на местное действие нагрузки (смятие, отрыв, продавливание). Рассмотрен общий случай расчёта прочности нормальных сечений.

Наиболее значимы изменения сравнительно с [2], претерпел расчёт железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы, который изложен в пятом разделе. Этот расчёт охватывает расчёт по образованию и раскрытию трещин и по деформациям. Расчёт конструкций по образованию трещин следует выполнять в случаях, когда к конструкциям предъявляются требования 1-й категории (трещиностойкие конструкции) и для установления зон трещинообразования при расчётах статически неопределимых стержневых и массивных конструкций. Нетрещиностойкие стержневые элементы, к которым предъявляются требования 2-й и 3-й категории

по трещиностойкости, следует рассчитывать на раскрытие нормальных и наклонных трещин к продольной оси элемента. Для определения ширины раскрытия трещин используется методика, проведенная в [4] с учётом [3].

Расчёт железобетонных конструкций по деформациям изложен как для массивных так и для стержневых конструкций. Для массивных конструкций использована методика [2], для стержневых – [3] с учётом [4].

В шестом разделе изложен расчёт конструкций на температурные и влажностные воздействия. Устанавливается, что учёт температурных воздействий следует производить: при расчёте бетонных конструкций по прочности, а так же при расчёте по образованию трещин в случаях, когда нарушение монолитности этих конструкций может изменять статическую схему их работы; при расчёте статически неопределимых железобетонных конструкций; при определении деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкций температурных швов и противодеформационных уплотнений; при назначении температурных режимов, которые необходимы по условиям возведения сооружений и нормальной их эксплуатации; при расчёте тонкостенных железобетонных элементов прямоугольного сечения, которые контактируют с грунтом. При расчёте бетонных и железобетонных конструкций учитываются температурные воздействия периодов возведения и эксплуатации.

Учёт влажностных воздействия в расчётах бетонных и железобетонных конструкций должно быть обосновано в зависимости от возможности развития усадки или набухания бетона этих конструкций.

Приведённые в седьмом разделе требования к проектированию проверены многолетним опытом проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций как гидротехнических сооружений так и промышленных и гражданских зданий.

По сравнению со СНиП 2.06.08-87 ВСН дополнены восьмым разделом, в котором приведены основные требования к изготовлению, монтажу и эксплуатации конструкций [1]. Устанавливается, что при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций должны быть обеспечены, показатели качества, установленные при проектировании, и их контроль в соответствии с действующими нормативными документами.

ВСН требуют, чтобы возведение сооружений осуществлялось в соответствии с проектом производства работ, в котором должны быть предусмотрены последовательность монтажа конструкций и мероприятия, обеспечивающие необходимую точность расположения, пространственную неизменяемость в процессе укрупнения элементов и установки в проектное положение, устойчивость конструкций и частей сооружения в процессе возведения, безопасные условия труда. Предусматривается также, что конструкции должны содержаться таким образом, чтобы они отвечали своему назначению и сохраняли эксплуатационные качества, предусмотренные проектом, на протяжении установленного срока службы сооружения.

При эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений должен соблюдаться режим, который исключает возможность снижения их несущей способности, эксплуатационной пригодности вследствие нарушения нормальных условий эксплуатации (перегрузка конструкции, повышение агрессивности среды и т.п.)

Разработанные и утверждённые ВСН подвергались комплексной правовой и научно-технической экспертизе в Техническом комитете по стандартизации «Стройтехнормирование» Госстроя Украины, они получили положительную оценку и предложение о необходимости доработки их как государственных строительных норм. Госстрой Украины это предложение поддержал и авторы-разработчики работают над этим вопросом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Климов Ю.А. о разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» // Перша Всеукраїнська науково-технічна конференція: Збірник тез. — Київ, 1996. -с.403-405.
2. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений /Минэнерго СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -32с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. -80с.
4. Климов Ю.А., Голышева А.Б. Изменения к СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции //Будівництво України. -1996. -№3. -с.44-47.

УДК 691.327

Бабич Е.М., Крუსь Ю.А.

К ВОПРОСУ ПОСТРОЕНИЯ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА И РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Усовершенствование железобетонных конструкций на современном этапе происходит в направлениях применения бетонов и арматуры с более эффективными механическими характеристиками и уточнения на базе экспериментально-теоретических исследований методики расчета конструкций с целью рационального использования составляющих материалов. В отношении прочности нормальных сечений изгибаемых элементов традиционная методика расчета по СНиП 2.03.01-84* основана на бездеформационной модели сечений по напряжениям, в которой сопротивление сечений разрушению оценивают, исходя из их напряженного состояния только лишь в предельной стадии - в момент разрушения (т. е. напряжения в бетоне и арматуре принимаются равными своим предельным значениям), при этом используется целый ряд условностей [1]. Кроме того, ее применение на промежуточных стадиях нагружения становится невозможной из-за трудностей, связанных с определением характера последовательного изменения напряженно-деформированного состояния в сечениях. Дальнейшее развитие расчетных моделей должно базироваться на фундаментальной физической основе, которая максимально исключала бы эмпирику и не приводила бы к необоснованным усложнениям [2].

Наиболее перспективное направление развития теории бетона и железобетона — переход к деформационным расчетным моделям [2, 3]. В такие модели входят уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечениях, условия деформирования по высоте сечения (в виде гипотез плоских сечений и совместности деформаций бетона и арматуры, а также условий, ограничивающих деформации бетона и арматуры предельными значениями) и диаграммы деформирования материалов. Исходные расчетные параметры модели - деформации бетона и арматуры. В качестве критерия прочности принимается достижение предельных деформаций в сжатом бетоне или растянутой арматуре. Очевидно, что основным инструментом деформационной модели являются диаграммы деформирования бетона и арматуры, которые определяют характер их работы как в области упругого, так и нелинейного деформирования. Если для арматуры эти вопросы в определенной степени решены [4], то для бетона - это одна из основных теоретических и практических задач.

Многие исследователи предлагают использовать диаграмму деформирования бетона в виде двух веток: восходящей и нисходящей [5–8]. Аналогичная диаграмма рекомендована и в кодексе ЕКБ-ФИП. В каждом конкретном случае такие диаграммы описываются известными формулами, которые имеют достаточно хорошую сходимость с экспериментальными данными. Вместе с тем, в отношении двухветвенных диаграмм можно сделать такие замечания. Во-первых, большинство аналитических выражений, аппроксимирующих такие диаграммы (преимущественно в виде полиномиальных математических моделей), содержат ряд постоянных коэффициентов (параметров), которые определяются в результате статистической обработки опытных данных и чаще всего не имеют никакого физического смысла. Во-вторых, получить двухветвенную диаграмму деформирования бетона можно лишь при нагружении образцов в так называемом “жестком режиме” (то есть при заданном постоянном приросте деформаций) в специальных установках. Общепринятой и рекомендованной действующими стандартами методики таких испытаний не существует, а потому сравнить, систематизировать и обобщить экспериментальные данные отдельных авторов не представляется возможным. Кроме того, на результаты исследований оказывает влияние целый ряд факторов: вид и класс бетона, его состав, способ обработки (естественное твердение, тепловая обработка и др.), скорость и характер нагружения, жесткость отдельных элементов испытательных установок и т. д. Очевидно еще и то, что основные параметрические точки диаграмм и, соответственно, основные механические характеристики бетона при “жестком” и так называемом “мягком” (то есть при заданном постоянном приросте напряжений; именно такой режим регламентируется действующим стандартом на испытание бетонных образцов) режимах нагружения не совпадают. В-третьих, не определен класс сечений конструкций, где возможна работа бетона на всем диапазоне двухветвенной диаграммы деформирования, ведь характер реальных нагружений конструкций далек от “жесткого” режима.

Итак, в статически определимых изгибаемых железобетонных элементах целесообразно использовать диаграммы деформирования бетона, которые имеют только восходящие ветки.

В работе [9] предложены собственные зависимости между сжимающими σ_b (или растягивающими σ_{bt}) напряжениями и соответствующими деформациями бетона ε_b (или ε_{bt}) в виде (см. рисунок 3)

$$\sigma_b = R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^{V_{bR}}; \quad (1)$$

$$\sigma_{bt} = R_{bt} \left(\frac{\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{btR}} \right)^{V_{btR}}. \quad (2)$$

где: R_b и R_{bt} – сопротивления бетона соответственно осевому сжатию (призмная прочность) и осевому растяжению;

V_{bR} и V_{btR} – предельные величины коэффициентов упругости бетона соответственно при сжатии (когда $\sigma_b = R_b$) и растяжении (когда $\sigma_{bt} = R_{bt}$);

ε_{bR} и ε_{btR} – предельные величины продольных деформаций соответственно сжатия (когда $\sigma_b = R_b$) и растяжения бетона (когда $\sigma_{bt} = R_{bt}$).

Выражения (1) и (2) лишены недостатков, присущих многим другим подобным зависимостям. Они не являются феноменологическими, поскольку не содержат коэффициентов, которые характеризовали бы только определенный бетон в определенных условиях его исследования, а в остальных случаях определялись бы по результатам статистической обработки опытных данных или эмпирическим формулам.

Приведенные зависимости (1) и (2) учитывают только механические характеристики бетона: сопротивления осевому деформированию; предельные продольные деформации; предельные коэффициенты упругости, которые по своей сути являются комплексными параметрами, характеризующими упруго-пластические свойства бетона, то есть нелинейность его деформирования.

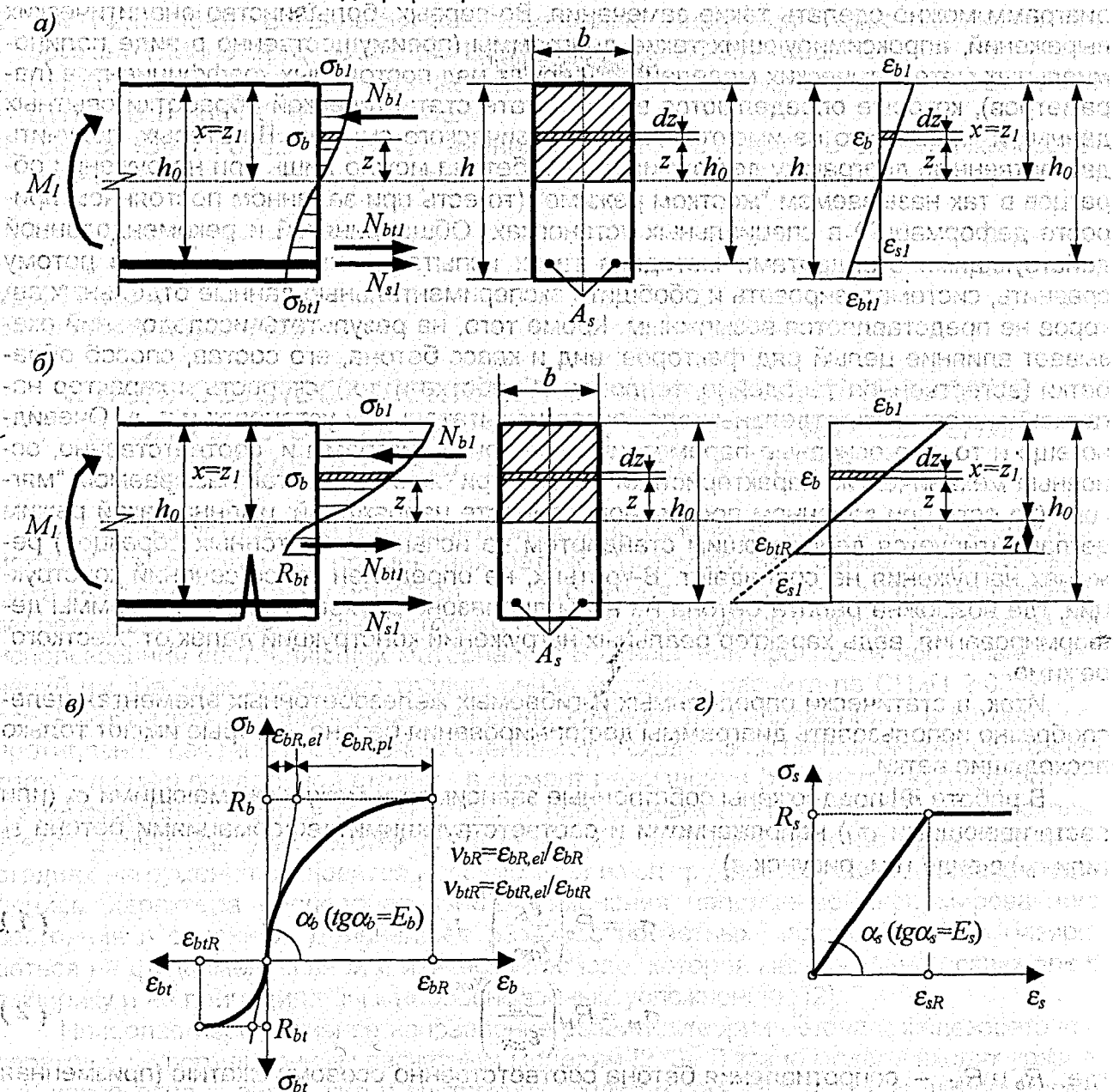


Рисунок. Схемы деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при определении напряженно-деформированного состояния до (а) и после (б) образования трещин в растянутой зоне, а также принятые диаграммы продольного деформирования бетона (в) и арматуры (е)

Используем зависимость (1) для определения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента прямоугольной поперечной формы с одиночным продольным армированием ненапрягае-

мой арматурой из мягкой стали. При этом будем учитывать работу растянутого бетона, в том числе над вершиной трещины после ее образования. Деформирование арматуры примем соответствующим диаграмме Прандтля (см. рисунок а).

Зафиксируем некоторое значение деформации краевого волокна сжатого бетона при значении ϵ_{bt1} и зададимся соответствующим этой деформации положением нейтральной оси изгибаемого элемента, то есть ориентировочно примем некоторую высоту сжатой зоны бетона $x=z_1$ (см. рисунок а, б). Для этого случая условия равновесия в нормальном сечении можно записать в виде:

$$M_1 = M_{sect,1} = M_{bt1} + M_{bt1} + M_{st1} \quad (3)$$

$$N_{bt1} = N_{bt1} + N_{st1} \quad (4)$$

где: $M_1, M_{sect,1}, M_{bt1}, M_{bt1}$ и M_{st1} — соответственно изгибающий момент от внешней нагрузки; суммарный изгибающий момент от равнодействующих всех внутренних усилий относительно нейтральной оси; изгибающие моменты от равнодействующих внутренних усилий в сжатом бетоне, растянутом бетоне и растянутой продольной арматуре относительно нейтральной оси;
 N_{bt1}, N_{bt1} и N_{st1} — соответственно равнодействующие внутренних усилий в сжатом бетоне, растянутом бетоне и растянутой продольной арматуре.

Считая справедливыми гипотезу плоских сечений и условие совместности деформаций бетона и арматуры, на основании исключительно геометрических соображений получим:

$$\frac{z}{z_1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{\epsilon_{bt1}}, \quad z = \frac{z_1}{\epsilon_{bt1}} \epsilon_{bt1}, \quad dz = \frac{z_1}{\epsilon_{bt1}} d\epsilon_{bt1} \quad (5)$$

$$\epsilon_{st1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1), \quad \epsilon_{bt1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h - z_1)$$

С учетом выражений (5) значения N_{st1} и M_{st1} могут быть найдены по формулам:

$$N_{st1} = A_s \sigma_{st1} = A_s E_s \epsilon_{st1} = A_s E_s \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1); \quad (5)$$

$$M_{st1} = A_s \sigma_{st1} (h_0 - z_1) = A_s E_s \epsilon_{st1} (h_0 - z_1) = A_s E_s \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1)^2; \quad (6)$$

где E_s — модуль упругости арматуры.

Равнодействующая внутренних усилий в сжатом бетоне N_{bt1} и ее момент относительно нейтральной оси M_{bt1} могут быть определены так:

$$N_{bt1} = b \int_0^{z_1} \sigma_b dz; \quad (8)$$

$$M_{bt1} = b \int_0^{z_1} \sigma_b z dz; \quad (9)$$

где: b — ширина поперечного сечения изгибаемого элемента;

σ_b — напряжение в элементарной площадке сжатого бетона на расстоянии z от нейтральной оси;

dz — высота элементарной площадки.

Учитывая соотношения (5) и зависимость (1), уравнения (8) и (9) примут вид:

$$N_{bt1} = b \int_0^{\varepsilon_{bt1}} \sigma_b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} d\varepsilon_b = \frac{bz_1}{\varepsilon_{bt1}} \int_0^{\varepsilon_{bt1}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} d\varepsilon_b = \frac{R_b}{v_{bR} + 1} bz_1 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \quad (10)$$

$$M_{bt1} = b \int_0^{\varepsilon_{bt1}} \sigma_b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \right)^2 \varepsilon_b d\varepsilon_b = b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{bt1}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \varepsilon_b d\varepsilon_b = \frac{R_b}{v_{bR} + 2} bz_1^2 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \quad (11)$$

Исходя из аппроксимативной зависимости между сжимающими напряжениями σ_b и соответствующими деформациями ε_b в виде (1), можно получить коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона ω , который представляет собой отношение площади диаграммы " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " к площади прямоугольника, который содержит рассматриваемую диаграмму (см. рисунок в):

$$\omega = \frac{\int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_b d\varepsilon_b}{R_b \varepsilon_{bR}} = \frac{\int_0^{\varepsilon_{bR}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}} d\varepsilon_b}{R_b \varepsilon_{bR}} = \frac{1}{v_{bR} + 1} \quad (12)$$

С учетом (12) формулы (10) и (11) переписываются таким образом:

$$N_{bt1} = \omega R_b b z_1 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}}; \quad (13)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega}{\omega + 1} R_b b z_1^2 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}} \quad (14)$$

Для растянутой зоны элемента возможны случаи его работы до и после образования трещин. В первом случае, когда $\varepsilon_{bt1} \leq \varepsilon_{btR}$ (то есть сечение работает без трещин в растянутой зоне, см. рисунок а), формулы для определения равнодействующей внутренних усилий в растянутом бетоне N_{bt1} и ее момента относительно нейтральной оси M_{bt1} аналогичны выражениям (13) и (14) и с учетом (2) и (5) имеют вид:

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b (h - z_1) \left[\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{btR}} \right]^{v_{btR}} = \omega_t R_{bt} b (h - z_1) \left[\frac{\varepsilon_{bt1} (h - z_1)}{\varepsilon_{btR} z_1} \right]^{v_{btR}}; \quad (15)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b (h - z_1)^2 \left[\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{btR}} \right]^{v_{btR}} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b (h - z_1)^2 \left[\frac{\varepsilon_{bt1} (h - z_1)}{\varepsilon_{btR} z_1} \right]^{v_{btR}} \quad (16)$$

где: ω_t — коэффициент полноты эпюры растянутой зоны бетона, вычисляемый по формуле

$$\omega_t = \frac{1}{v_{btR} + 1} \quad (17)$$

Во втором случае, когда $\varepsilon_{bt1} > \varepsilon_{btR}$ (то есть сечение работает с трещиной в растянутой зоне, см. рисунок б), следует, исходя из гипотезы плоских сечений, дополнительно вычислить расстояние от нейтральной оси до крайнего растянутого волокна z_{t1} , в котором $\varepsilon_{bt1} = \varepsilon_{btR}$, по формуле

$$z_{t1} = \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{btR} \quad (18)$$

а уж потом определять равнодействующую внутренних усилий N_{bt1} и ее момент относительно нейтральной оси M_{bt1} . При этом

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b z_{t1} = \omega_t R_{bt} b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{bt1R} \quad (19)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b z_{t1}^2 = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{bt1R} \right)^2 \quad (20)$$

Практическое применение полученных формул (6), (7), (13)-(16), (19) и (20) позволяет определять напряженно-деформированное состояние нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов в любой момент их нагружения (в том числе до и после образования трещин в растянутой зоне, в допредельной и в предельной стадиях работы) и может быть реализовано методом последовательных приближений.

В качестве иллюстрации этого метода рассмотрим предельное состояние (стадию разрушения) принятого ранее изгибаемого элемента по нормальному сечению с трещиной в растянутой зоне (см. рисунок б), когда предельных значений достигают деформации краевого волокна сжатого бетона, то есть $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bR}$, а деформации растянутой арматуры ε_{s1} ниже предельных ε_{sR} . Ориентировочно задаемся высотой сжатой зоны бетона $x = z_1$ (например, $x = 0,1h$); считая, что она соответствует предельной деформации ε_{bR} его краевого волокна.

Используя гипотезу плоских сечений, находим деформации арматуры

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{bR}}{z_1} (h_0 - z_1) \quad (21)$$

и соответствующие усилия в ней

$$N_{s1} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{bR}}{z_1} (h_0 - z_1) \quad (22)$$

Равнодействующие внутренних усилий в сжатой N_{b1} и растянутой N_{bt1} зонах бетона в таком случае будут соответственно равны

$$N_{b1} = \omega R_b b z_1 \quad (23)$$

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{bt1R} \quad (24)$$

Из уравнения равновесия (4) с учетом усилий в сечении, определенных по формулам (22), (23) и (24), уточняем z_1 . Уточненное значение z_1 сравниваем с предварительно принятым. Если оба значения совпадают, то уточненное z_1 считаем достоверным. В противном случае задаемся новым z_1 , равным полусумме двух предыдущих – первоначально принятого и уточненного – и расчет повторяем. После определения окончательного значения z_1 вычисляем суммарный изгибающий момент от равнодействующих всех внутренних усилий относительно нейтральной оси по формулам (7), (14) и (20), полагая в них $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bR}$. При этом должно выполняться условие (3).

ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/А.С.Залесов, Э.Н.Кодыш, Л.Л.Лемыш, И.К.Никитин. - М.: Стройиздат, 1988. - 320 с.
2. Залесов А.С., Пецольд Т.М., Тур В.В. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций//Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Мат-лы междунар. конф. (17-21 ноября 1997 г.). Генеральные доклады. - Минск, 1997. - С. 1-27.

3. Коршунов Д.А. Об актуальных вопросах теории железобетона//Бетон и железобетон. - 1998. - № 3. - С. 21-23.
4. Байков В.Н., Мадатян С.А., Дудолов Л.С., Митасов В.М. Об уточнении аналитической зависимости диаграммы растяжения арматурных сталеы//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. - 1983. - № 9. - С. 1-5.
5. Байков В.Н. О дальнейшем развитии общей теории железобетона// Бетон и железобетон. - 1979. - № 7. - С. 27-29.
6. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов//Научно-практические проблемы современного железобетона. Зб. тезисов Первой всеукраинской наук.-техн. конф. - Киев, 1996. - С. 36-39.
7. Узун И.О. Учет полных диаграмм деформирования бетона и арматуры в расчетах железобетонных конструкций//Строительные конструкции. Міжвід. наук.-техн. зб. - Киев: НДІБК, 1999. - Вип. 50. - С. 228-232.
8. Яшин А.В. О некоторых деформативных особенностях бетона при сжатии//Теория железобетона. - М.: Стройиздат, 1972. - С. 131-137.
9. Бабич Е.М., Крусь Ю.А., Гарницкий Ю.В. Новые аппроксимации зависимости "напряжения-деформации", учитывающие нелинейность деформирования бетона//Изв. вузов. Сер. Строительство. - 1996. - № 2. - С. 39-44.

УДК 624.011.1

Баранова Т.И., Миряев Б.В., Толушов С.А.

КРАТКОВРЕМЕННОЕ ИСПЫТАНИЕ СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КУПОЛА

Сборные элементы сетчатых куполов при действии равномерно распределенной внеузловой нагрузки можно отнести к сжато-изгибаемым элементам.

На кафедре строительных конструкций Пензенской ГАСА проведены экспериментальные исследования сжато-изгибаемых элементов купольного покрытия.

Для экспериментального исследования сжато-изгибаемых элементов купола был разработан и изготовлен универсальный стенд, позволяющий прикладывать к элементам опорные моменты, продольную нагрузку и поперечную нагрузку, распределенную по треугольнику. Нагрузка может быть как кратковременной так и длительной.

Стенд представляет собой сборно-разборную конструкцию, выполненную из прокатной стали ($I100 \times 5$, $L50 \times 50 \times 5$), с соединением деталей на болтах М10 (рис 1).

Длина испытываемых образцов может изменяться от 1000 до 1800 мм. На стенде имеется две опоры - неподвижная и подвижная, выполненные в виде рычагов, позволяющих создавать в опорных сечениях элементов изгибающие моменты различной величины. Все рычаги уравновешены с помощью контргрузов. Конструкция опор дает возможность моделировать узлы купольного покрытия и, в частности, различные виды податливых соединений, с помощью которых элементы купола соединяются с узловыми деталями. Конструкция стенда позволяет испытывать элементы при различных соотношениях продольной и поперечной нагрузок. Поперечная нагрузка на образец может прикладываться в одной, двух и четырех точках через специальную систему подвесок.

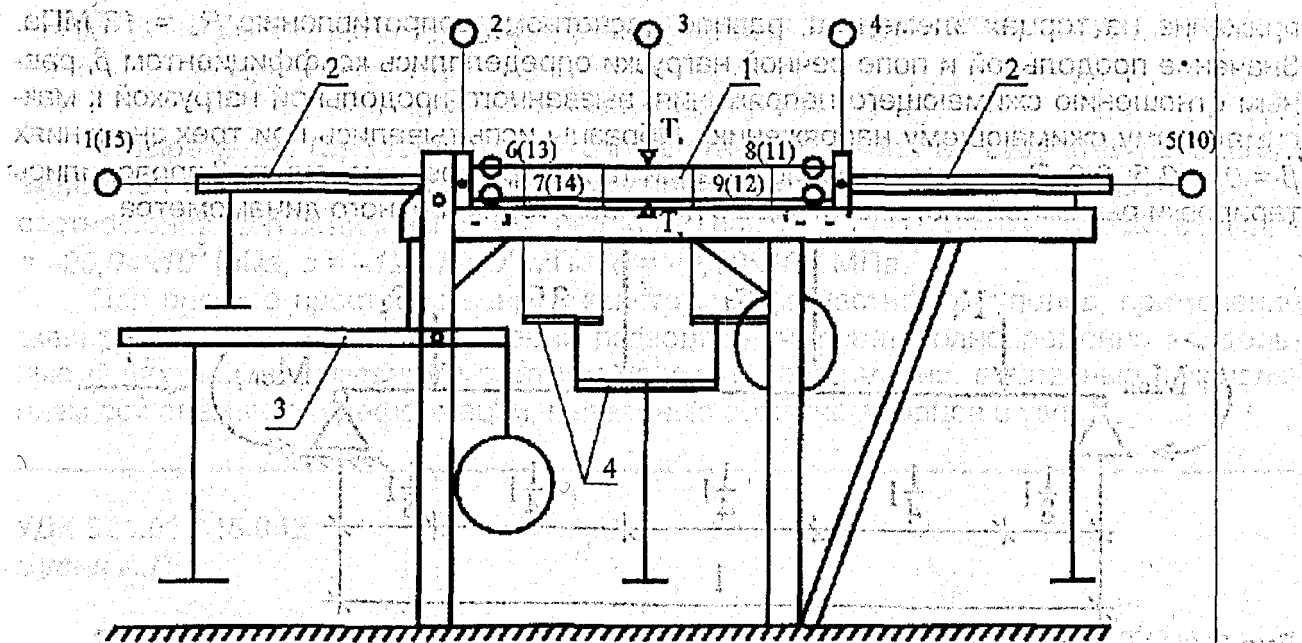


Рис 1.

Схема универсального стенда с установленными приборами

1 – деревянный элемент;

2 – рычаги для создания опорных моментов;

3 – рычаг для создания продольной нагрузки;

4 – траверсы для создания поперечной нагрузки;

П1-5, П10, П15 – прогибомеры;

ИБ-9, И 11-14 – индикаторы часового типа;

Тв, Тн – верхний и нижний тензометры соответственно.

Условные обозначения:

П – прогибомер 6ПАО;

И – индикатор часового типа;

Т – тензометр.

Для предотвращения потери устойчивости плоской формы деформирования ребер на стенде имеются 5 специальных ограничителей, препятствующих боковому выпучиванию образцов и в то же время позволяющих им свободно деформироваться в вертикальной плоскости.

Перед испытанием производился подробный осмотр испытуемых элементов с целью оценки качества материала и качества их изготовления. Нагружение элементов производилось через систему рычагов посредством чугунных грузов.

При проведении испытаний учитывалась возможность внезапного разрушения нагруженного элемента, поэтому, неукоснительно соблюдались правила техники безопасности.

Нагружение образцов осуществлялось ступенями в равные промежутки времени. Схема приложения нагрузки показана на рис.2.

Каждая ступень состояла из 2-х этапов. На первом этапе прикладывались опорные (концевые) моменты и поперечная нагрузка распределенная по треугольнику. На втором этапе прикладывалась продольная нагрузка. В соответствии с "Рекомендациями по испытанию деревянных конструкций" величина одной ступени нагружения была назначена равной 0,2 от величины расчетной нагрузки. В качестве расчетной нагрузки была принята нагрузка, вызывающая суммарное сжимающее на-

пряжение на торцах элементов, равное расчетному сопротивлению $R_c = 13$ МПа. Значение продольной и попе речной нагрузки определялись коэффициентом β , равным отношению сжимающего напряжения, вызванного продольной нагрузкой к максимальному сжимающему напряжению. Образцы испытывались при трех значениях $\beta = 0,4; 0,5; 0,6$. Перед началом испытаний также при трех значениях β проводились тарировки рычажной системы стнда с помощью тарировочного динамометра.

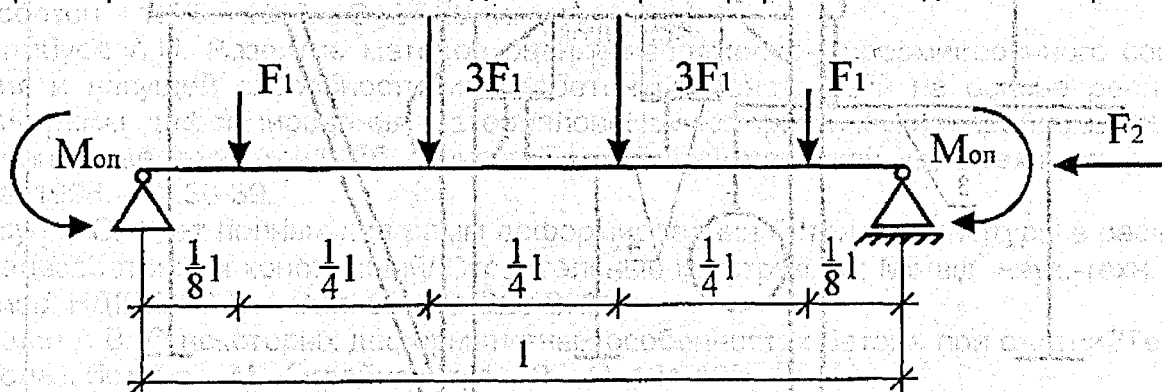


Рис.2.

Схема приложения нагрузки

Каждый образец перед началом основного испытания нагружался только продольной нагрузкой для определения фактического модуля деформации и центрирования элемента.

Перед началом основных испытаний элемент выдерживался в разгруженном состоянии в течение пятикратного общего времени приложения и выдержки под нагрузкой (не менее 4 часов).

Предпринята попытка довести до разрушения два элемента пролетами 1150 мм и 1400 мм. Испытания проводились при $p = 0,4$. Разрушение первого элемента произошло при нагрузке равной 3,75 расчетной, вследствие скалывания древесины вдоль волокон в верхней зоне с последующим разрывом волокон в нижней зоне. Испытание второго элемента были остановлены при нагрузке равной 4 расчетным, т.к. эта нагрузка определяется несущей способностью стнда. При нагрузке 3,5 расчетной наблюдалось образование пластических шарниров в опорных зонах, которые характеризовались большими пластическими деформациями смятия торцов в нижней зоне и эффектом «отлипа», представляющим собой увеличение зазора между торцом элемента и узловой деталью. Величина зазора достигала 4 мм.

Проведенные экспериментальные исследование деревянных элементов купола на совместное действие опорных изгибающих моментов, продольной и поперечной нагрузок позволили уточнить напряженно-деформированное состояние сжато-изгибаемых элементов, получить аппроксимирующие зависимости вида:

$$\sigma = a \cdot \varepsilon_3 + b \cdot \varepsilon_3^2 + c \cdot \varepsilon_3^3 + d \cdot \varepsilon_3^4 \quad (1)$$

где: σ — сжимающее напряжение;

$\varepsilon_3 = \delta / l_0$ — эквивалентная относительная деформация;

здесь δ — сближение центров узловых деталей;

l_0 — расстояние между центрами узловых деталей.

Для практических расчетов важное значение имеет производная кривой — касательный модуль:

$$E_k = d\sigma / d\varepsilon_3 \quad (2)$$

Тогда с учетом (2) получаем выражение для эквивалентного модуля деформации:

$$E_s = a + 2b \cdot \epsilon_s + 3c \cdot \epsilon_s^2 + 4d \cdot \epsilon_s^3 \quad (3)$$

В выражении (3) коэффициент a представляет собой по существу начальный эквивалентный модуль деформации. Значения коэффициентов a , b , c , d зависят от соотношения l/h и величины β . Так, например при $l/h = 11,5$ и $\beta = 0,4$, $a = 9933$ МПа, $b = -25,04 \times 10^5$ МПа, $c = -12,47 \times 10^7$ МПа, $d = 40,10 \times 10^{10}$ МПа.

При расчете пространственных конструкций, в частности куполов, применение эквивалентного модуля деформации позволяет учитывать одновременно продольные деформации, вызванные сжатием волокон, деформации, вызванные искривлением оси элемента и деформации, вызванные обмятием торцов в узлах.

УДК 624.012.45.042

Бусел А.П.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА ПРИ УСИЛЕНИИ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Для восстановления проектных эксплуатационных свойств железобетонных конструкций и для их повышения по сравнению с проектными выполняют усиление конструкций. В зависимости от цели при усилении железобетонных конструкций их рассчитывают по условию прочности, по деформациям или трещиностойкости.

Вопросами усиления железобетонных конструкций начали заниматься давно и к настоящему времени разработано большое количество конструктивных решений и технологических приемов их усиления. Примеры усиления конструкций зданий и сооружений встречаются в инженерной практике довольно часто [4, 6].

Способ усиления и восстановления, включающий в себя усиление железобетонных конструкций путем увеличения площади поперечного сечения за счет устройства обойм, рубашек или односторонних и двусторонних наращиваний сечений конструкций железобетонных конструкций, получил наиболее широкое распространение в строительстве. Применение обойм рекомендуется для усиления колонн. В этом случае достигается наибольшая эффективность этого конструктивного решения. В некоторых случаях усиление сжатых элементов путем ограничения поперечных деформаций производится установкой предварительно напряженной косвенной арматуры в виде спиральной обмотки из проволоочной арматуры.

Ввиду того, что бетон представляет собой неоднородное тело, внешняя нагрузка создает в нем сложное напряженное состояние. В подвергнутом сжатию бетонном образце напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости, вследствие чего по плоскостям соединения частиц возникают усилия, стремящиеся нарушить связь между ними. В то же время в местах ослабления бетона порами и пустотами происходит концентрация напряжений. Из теории упругости известно, что в теле с отверстием, подвергнутом сжатию, наблюдается концентрация как сжимающих, так и растягивающих напряжений. При этом растягивающие напряжения действуют по площадкам, параллельным сжимающей силе. Поскольку бетон содержит большое количество пор и пустот, растягивающие напряжения у одного отверстия накладываются на соседние. В результате, в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения (вторич-

ное поле напряжений). Разрушение сжимаемого образца возникает вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Сперва по всему объему возникают микроскопические трещинки отрыва. С ростом нагрузки трещинки отрыва соединяются, образуя видимые трещины, направленные параллельно или с небольшим наклоном к направлению действия сжимающих сил. Затем трещины получают значительное раскрытие, сопровождающееся кажущимся увеличением объема. Наконец, наступает полное разрушение образца вследствие разрыва бетона в поперечном направлении [3].

Опытами выявлено повышенное сопротивление сжатию бетона, заключенного внутри спирали: спираль подобно обойме сдерживает поперечные деформации бетона, сохраняя его несущую способность и после появления первых трещин. Ядро, заключенное внутри спирали, успешно работает даже после отслаивания наружного слоя бетона до тех пор, пока в спиральной арматуре напряжения не достигнут предела текучести, после чего спираль не в состоянии сдерживать радиальные деформации бетона. В обойме бетон при сжатии испытывает особенно большие пластические деформации, которые тем больше, чем сильнее спираль [1].

В НИИЖБе проводились исследования по влиянию косвенного армирования на деформативность бетона [5]. Результаты исследования работы бетонных образцов при различных процентах косвенного армирования представлены на рис. 1. С увеличением поперечного армирования при постоянном продольном, деформации, соответствующие максимальной несущей способности элемента возросли в 3 раза для образцов с косвенным армированием 5.4 %.

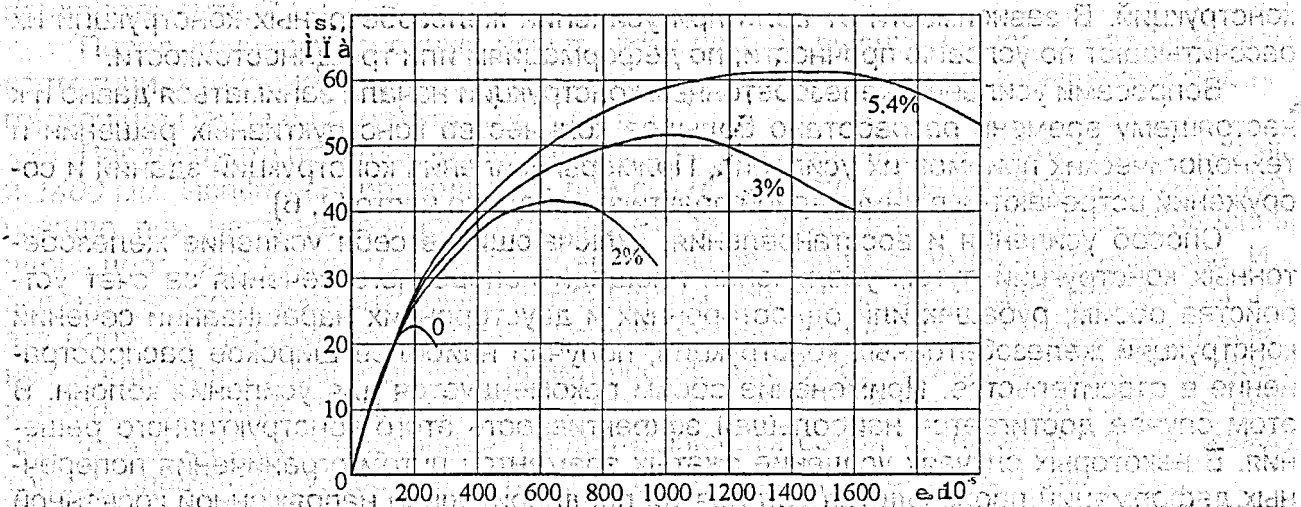


Рис. 1. Диаграмма сжатия бетона при различных процентах косвенного армирования

Поперечное армирование существенно изменяет напряженно-деформированное состояние сжатых элементов в зонах его размещения, создавая эффект работы бетона в обойме. Деформации бетона защитного слоя достигают предельных значений раньше, чем в ядре. При высоких нагрузках, близких к предельным, происходит местный отрыв защитного слоя от бетонного ядра, причиной которой являются смятие бетона под поперечными стержнями и различие деформирования бетона защитного слоя и ядра. Затем зона трещин распространяется в сечении между поперечной арматурой, отрывается защитный слой, вследствие чего происходит потеря устойчивости сжатой арматуры и наступает полное разрушение конструкции. Работы по исследованию сжатых железобетонных элементов, усиленных методом обоймы, выполнялись многими учеными, в том числе и в Полоцком государст-

венном университете. Так, под руководством Д.Н. Лазовского проводились исследования железобетонных колонн, усиленных железобетонными и металлическими обоймами [2]. На рис. 2 показана общая схема разрушения опытной колонны. Анализ испытаний показывает, что разрушение начинается с появления продольных трещин в обоймах усиления, на участках наибольшего разрушения заметно отслоение нового бетона от бетона образца. Результаты исследований прочности и деформативности усиленных образцов представлены на рис. 3. Характер разрушения показывает наличие в них растяжения в поперечном направлении.

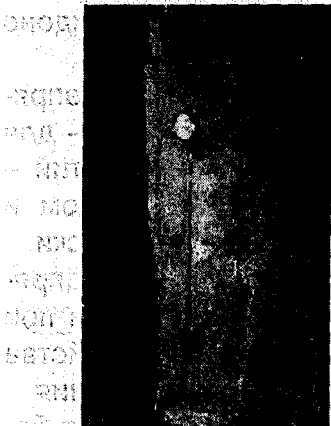


Рис. 2.
Общий вид разрушения опытной колонны

Исследуя работы по усилению конструкций можно сделать вывод, что в каждой из них приняты различные условные классификации с подробным описанием достоинств и недостатков различных способов усиления. Во всех трудах выделяется усиление под нагрузкой и с разгрузкой конструкций. Разгрузка конструкций может быть полное с последующим исключением старой конструкции и заменой ее на новую, либо частичное. Рекомендуется осуществлять усиление конструкций с полным их разгрузением, либо под нагрузкой, не превышающей 65%.

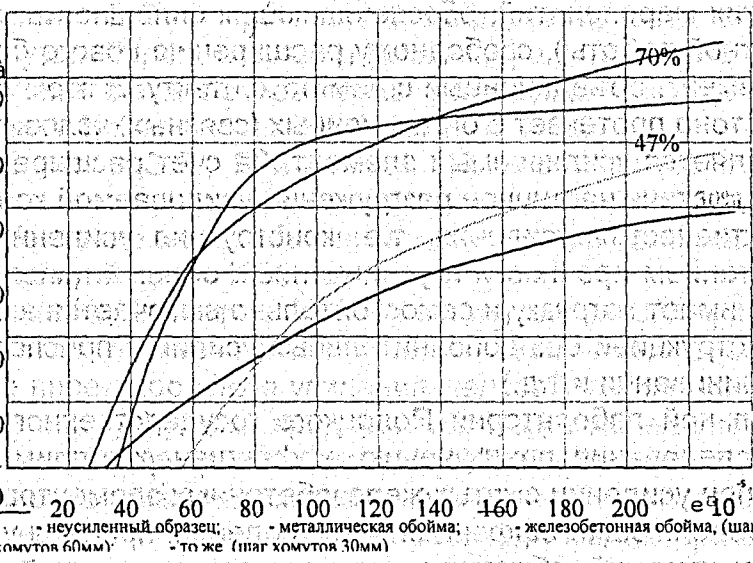


Рис. 3. Результаты исследования прочности и деформативности усиленных колонн

Работы по разгрузению конструкций требуют затрат материальных, трудовых ресурсов, времени. Иногда это может повлечь за собой приостановку основного производства предприятия. Исходя из этого очевидно, что целью исследований и

разработок в области реконструкции и усиления, в частности, является создание наиболее эффективных способов усиления строительных конструкций, выполняемых с минимальными затратами и по возможности без их разгрузки.

Совершенствование бетонных и железобетонных конструкций, расширение целесообразных областей их применения в значительной степени зависит от создания новых эффективных вяжущих, в том числе сверхпрочных, коррозионно-стойких и быстротвердеющих цементов.

Свойства напрягающего цемента позволяют утверждать о высокой долговечности строительных конструкций, изготовленных из бетона на НЦ, что подтверждено положительным опытом их эксплуатации.

Традиционно принято различать три основных случая применения самонапрягающих бетонов в строительстве [7]. Первый, и наиболее распространенный, - для гидроизоляции сооружений. Второй - для компенсации усадки в бетоне. Третий - для получения расчетного самонапряжения железобетона. Причем во втором и третьем случае водонепроницаемость конструкции обеспечивается автоматически.

В данной работе предлагается новая область применения бетонов на напрягающем цементе в строительстве, а именно - при реконструкции, в частности при усилении сжатых железобетонных элементов. Все вышеперечисленные свойства бетонов на напрягающем цементе прекрасно подходят для данного использования.

Так, ввиду его слабопористой структуры, обеспечивается надежная защита бетона и арматуры усиливаемой конструкции. Повышенная прочность на растяжение, по отношению к бетонам на традиционном портландцементе, эффективно при ограничении поперечных деформаций сечения при сжатии. Кроме того исследования показывают, что наибольший эффект от самонапряжения достигается при трехосном (объемном) ограничении деформаций расширения бетона. Такие условия имеют место, например, в колоннах, армированных спиральной арматурой, или усиленных обоймой.

Таким образом, получаем поперечное обжатие усиливаемого сжатого элемента, т.е. достигается эффект «обоймы». При выполнении необходимых конструктивно-технологических мероприятий, обеспечивающих сплошность составного сечения (условия совместной работы), свободному расширению нового бетона препятствует усиливаемый элемент, объединенный с ним по контакту. В этом случае расширение напрягающего бетона протекает в ограниченных (связных) условиях, когда основным ограничением является усиливаемый элемент. За счет расширения бетона получается возможным достичь частичное разгружение усиливаемой конструкции. В этом и заключается «активность» усиления, т.е. конструкция усиления (железобетонная обойма) с нарастанием прочности и увеличением объема дополнительного бетона частично воспринимает нагрузку и самостоятельно включается в работу совместно с усиливаемой конструкцией без дополнительных усилий и приспособлений (затяжек, домкратов, подклинивания и т.д.).

В испытательной лаборатории Полоцкого государственного университета запланированы исследования по изучению эффективности применения самонапрягающего бетона при усилении сжатых железобетонных элементов методом обоймы. За критерии, определяющие эффективность усиления, приняты увеличение прочности усиленных конструкций, обжатие и возможное разгружение усиливаемых образцов за счет энергии расширения бетона на напрягающем цементе.

Для проведения экспериментальных исследований планируется изготовить опытные образцы в виде колонн с размерами поперечного сечения 100×100 мм длиной 1000 мм. Колонны армируются четырьмя продольными стержнями из арматуры класса А-III $\varnothing 10$. Поперечные хомуты из арматуры класса В-I $\varnothing 6$ с шагом 200 мм

(рис. 4). Испытания опытных образцов планируется производить при центральном нагружении.

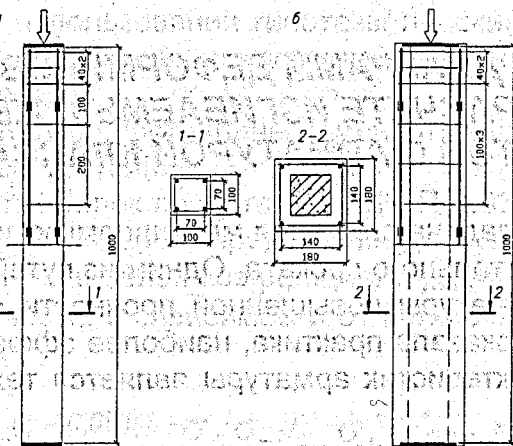


Рис. 4. Конструкция опытных образцов: а – до усиления; б – после усиления.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Совершенствование способа усиления должно вестись по возможности без разгрузки конструкций и связанного с ней сокращения процесса остановки производства, а также с уменьшением продолжительности выполнения работ. Целью планируемых экспериментальных исследований является обоснование условий эффективного применения самонапрягающего бетона при усилении сжатых железобетонных элементов методом обоймы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гроздов В.Т., Теряник В.В. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1989. - №3. - с. 8-10.
2. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Новополоцк: ПГУ. – 1998. - с. 7-36.
3. Мурашев В.Н., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. – М. 1962.
4. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат. 1965. - с. 342.
5. Попов Н. Н., Трекин Н. Н., Матков Н. Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона // Бетон и железобетон. – 1986. - №11. - с. 33-34.
6. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. – Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ -М.: Стройиздат. -1992.
7. Тур В.В. Определение самонапряжения в монолитной части сборно-монолитных конструкций от расширения напрягающего бетона. В кн. Материалы конференции "Инженерные проблемы современного бетона и железобетона" г. Минск. -1997. - с. 193-199.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ ПРИ РАСЧЕТЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С АРМАТУРОЙ КЛАССА Аt500С

В настоящее время задача снижения металлоемкости железобетона актуальна в связи с подорожанием стального проката. Одним из путей решения этой проблемы является применение арматуры повышенной прочности с пределом текучести не менее 500 МПа [3]. Как показала практика, наиболее эффективным способом повышения прочностных характеристик арматуры является технология термомеханического упрочнения стали.

Используя данную технологию, на Белорусском металлургическом заводе освоено промышленное производство арматуры из углеродистой стали марки СтЗсп. Исследования данной арматуры, проведенные в Полоцком государственном университете, показали [2, 5], что по комплексу механических и технологических свойств она полностью соответствует требованиям EN 10080 и СТО АСЧМ 7-93.

Арматура Аt500С из углеродистой стали класса СтЗсп, выпускаемая БМЗ, имеет характерную диаграмму растяжения, существенно отличающуюся от диаграммы арматуры аналогичного класса из легированной стали; с очень высоким соотношением $\sigma_u/\sigma_{0.2} = 1,08$ (при 1,28 у стержней из легированной стали).

Для определения влияния диаграммы деформирования арматуры класса Аt500С ($\sigma_u/\sigma_{0.2}$) на прочность, трещиностойкость и деформативность были проведены исследования работы изгибаемых железобетонных элементов с рабочей арматурой данного класса.

С этой целью были изготовлены и испытаны 2 серии опытных балок, отличающиеся процентом армирования, который был установлен таким образом, чтобы предельные напряжения в арматуре для балок I серии были близки к временному сопротивлению, а для II серии – к среднему значению между пределом текучести и временным сопротивлением.

В каждой серии было изготовлено по две балки-близнеца, имеющие различные диаграммы растяжения рабочей арматуры: в одном случае - термомеханически упрочненную арматуру периодического профиля Белорусского металлургического завода класса Аt500С из углеродистой стали марки СтЗсп, в другом – из легированной стали марки 25Г2С. С целью чистоты эксперимента для армирования опытных элементов были отобраны стержни по возможности с одинаковой величиной предела текучести.

Таким образом, экспериментальные исследования показали [1], что характер диаграмм рабочей арматуры влияет на прочность изгибаемых балок, развитие трещин и прогибов. Можно ли теоретически учесть это влияние? Для решения этого вопроса расчетные величины разрушающих нагрузок, ширины раскрытия трещин и прогибов определяли по методике СНиП 2.03.01-84 и по методикам, предложенным в проектах СН 51-01 РФ и СНБ 5.03.01-98 с учетом фактических диаграмм растяжения арматуры, действительных геометрических размеров балок и прочности бетона в день испытания.

Расчет разрушающих нагрузок

При определении разрушающих моментов по СНБ 5.03.01-98 использовали два метода:

- упрощенный, по существу совпадающий с действующей методикой СНиП 2.03.01-84;
- общий, основанный на использовании гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры, представленных в наиболее простом виде - в виде двух линейных отрезков.

Для каждой методики были составлены компьютерные программы при расчете по I и II группам предельных состояний.

При расчете прочности балок по методике СНиП 2.03.01-84 и по упрощенному способу проекта СНБ 5.03.01-98 для определения действительных предельных напряжений в арматуре был установлен коэффициент γ_{s6} [4], учитывающий работу арматуры за пределом текучести, в зависимости от величины ξ и с учетом различных видов диаграмм (т.е. $\sigma_u / \sigma_{0,2}$).

$$\gamma_{s6} = \frac{(\xi - 0,05)(1 - \sigma_u / \sigma_{0,2})}{0,35} + \frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} \quad \text{при } \xi \leq 0,4 \quad (1)$$

Сравнивая величины разрушающих нагрузок, вычисленные по различным методикам, можно выделить следующее:

- самые большие отклонения от экспериментальных данных дают значения, полученные при расчетах без учета коэффициента γ_{s6} по СНиП 2.03.01-84 (максимальные отклонения до +17,1 %, средние до +11,08 %) и по методу проекта СНБ 5.03.01-98 (максимальные отклонения +17,7 %, средние до +12,78 %);
- значения разрушающих моментов, вычисленные по общему случаю проекта СНБ 5.03.01-98, дают хорошую сходимость с опытными (при максимальных отклонениях: -4,2 %..+9,2 %, средних - +3,13 %);
- расчетные значения разрушающих моментов по СНиП 2.03.01-84 и по упрощенному методу проекта СНБ 5.03.01-84 с учетом коэффициента γ_{s6} , определенного по формуле (1), имеют наилучшую сходимость с опытными (максимальные отклонения от -5,9 % до +7,6 %, средние - +1,44 %).

Таким образом, при расчете прочности изгибаемых железобетонных элементов наиболее точно учитывает влияние характера диаграмм на работу элемента общий случай расчета проекта СНБ 5.03.01-98. Расчет прочности по упрощенному методу проекта СНБ 5.03.01-84 или по СНиП 2.03.01-84 обеспечивает аналогичную точность оценки прочности при расчете с коэффициентом γ_{s6} , определенного по формуле 1.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

По методике СНиП 2.03.01-84 теоретические значения ширины раскрытия трещин определяли по формуле, которая распространяется при нагрузках, не вызывающих неупругие деформации в растянутой арматуре, что соответствует эксплуатационной стадии.

В проекте строительных норм Беларуси изменен расчет ширины раскрытия трещин и предусмотрены два способа: *общий* (с учетом деформационной модели) и *упрощенный*.

В общем случае средняя ширина раскрытия нормальных трещин принимается равной средним деформациям продольной растянутой арматуры, умноженным на расстояние между трещинами.

Средние деформации арматуры на участке между трещинами определяются по деформациям продольной растянутой арматуры в нормальном сечении с трещиной, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций арматуры на участке между трещинами.

Деформации растянутой арматуры определяли из системы расчетных уравне-

ний деформационной модели по заданным значениям изгибающего момента.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с сосредоточенной у растянутой грани элемента арматурой определение деформаций растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого пояса.

Для перехода от средней величины ширины раскрытия трещин к расчетной (максимальной) используют коэффициент β . Исследования показали, что при разрушении отношение максимального значения ширины раскрытия трещины к средней составляет 1,97-2,03 (Б-I.1, Б-I.2), 1,67-1,81 (Б-I.3, Б-I.4), 2,14-2,57 (Б-II.1, Б-II.2), 1,72-1,83 (Б-II.3, Б-II.4), при эксплуатационной нагрузке ($M_u / c K_o = 0,61 M_u$) это соотношение

уменьшается до 1,44-1,65 в балках I серии, 1,34-1,68 – для II серии. В проекте СНБ значение коэффициента β принимаются в пределах от 1,3 до 1,7, что соответствуют значениям, полученным экспериментально при эксплуатационных нагрузках.

Анализ сопоставления опытных a_{exp} и расчетных $a_{crс}$ (вычисленных согласно СНиП 2.03.01-84), w_{k1} (по упрощенному способу проекта СНБ 5.03.01-98) и w_k (вычисленных по общему способу проекта СНБ 5.03.01-98) значений ширины раскрытия трещин показал, что:

- расчетные значения $a_{crс}$, w_{k1} , w_k практически совпадают между собой при нагрузках, не вызывающих пластических деформаций в растянутой арматуре. На этой стадии работы наиболее близки к экспериментальным данным ширины раскрытия трещин теоретические значения $a_{crс}$, w_k для балок I серии, $a_{crс}$ для балок II серии;
- при повышении нагрузки, когда напряжения в арматуре выше предела текучести, происходит интенсивное увеличение расчетного значения w_k по сравнению с величинами w_{k1} , $a_{crс}$, соотношение между которыми достигает 0,7-1,4. При сравнении с экспериментальными данными фактическая ширина раскрытия трещин превышает теоретические значения w_{k1} , $a_{crс}$ в 2..5 раз. Сопоставляя опытные данные и расчетные w_k , видно, что к моменту текучести арматуры практически данные совпадают ($a_{exp}/w_k = 0,86-1,12$), при дальнейшем увеличении нагрузки происходит интенсивное увеличение расчетных значений по сравнению с экспериментом и при разрушающем моменте w_k превышает фактические значения в 6..20 раз.

Теоретическая оценка деформативности

Расчетные значения прогибов согласно требованиям СНиП 2.03.01-84* определяли по формуле

$$f = \frac{1}{r} \rho_m l_o^2 \quad (2)$$

Проект СНБ 5.03.01-98 предусматривает два способа расчета: *общий и упрощенный*.

При общем случае расчета для участков железобетонных элементов с трещинами кривизну принимали равной алгебраической сумме средних деформаций крайнего волокна сжатого бетона и средних деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленной на расстояние между крайним волокном сжатого бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

Деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в общем случае определяли из расчета уравнений деформационной модели или согласно допущению из условно упругого расчета сечения с трещиной, принимая условно упругую работу бетона и арматуры:

Упрощенный способ расчета допускает определять прогиб по формуле:

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \frac{M_{sd} I_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} \quad (3)$$

где: α_k — коэффициент, от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента;

M_{sd} — значение расчетного момента;

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} I_{11}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \left(1 - \frac{I_{11}}{I_1} \right)} \quad (4)$$

здесь: $E_{c,eff}$ — эффективный модуль упругости бетона;
 I_{11}, I_1 — соответственно, момент инерции сечения с трещиной и без трещины;

β_1, β_2 — коэффициенты, зависящие от вида арматуры и длительности действия нагрузки;

σ_s — напряжение в арматуре от действующей нагрузки;

σ_{sr} — напряжения в арматуре от нагрузки, при которой образуются трещины.

Анализ зависимостей расчетных и экспериментальных величин прогиба от изгибающего момента показал, что:

- расчетные значения прогибов f_{calc} , вычисленные по СНиП 2.03.01-84*, a_{k2} , вычисленные по общему случаю расчета проекта СНБ 5.03.01-98 с учетом допущения условно упругой работы бетона и арматуры, и a_{k3} , вычисленные по упрощенной схеме расчета согласно проекту СНБ 5.03.01-98, очень близки между собой; только расчетные значения a_{k3} , вычисленные по упрощенной схеме, сразу после появления трещин начинают расти и превышают данные эксперимента II серии в 1,4-2 раза на всех этапах нагружения;
- при нагрузках, вызывающих пластические деформации арматуры, происходит интенсивное увеличение прогиба опытных балок, что не нашло отражения у вышеупомянутых расчетных величин, т.к. их динамика роста остается постоянной;
- расчетные значения прогиба a_{k1} , вычисленные по методике проекта СНБ 5.03.01-98 с учетом диаграмм деформирования, наиболее близки к экспериментальным данным: максимальные отклонения составляют в среднем до -5% (I серия), -16%..+20% при нагрузках, не вызывающих пластических деформаций в арматуре. При дальнейшем увеличении нагрузки происходит интенсивное увеличение теоретических величин прогиба по сравнению с опытными данными во всех образцах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Экспериментально установлено снижение прочности изгибаемых элементов с арматурой класса Ат500С при уменьшении соотношения $\sigma_u / \sigma_{0,2}$. При расчете прочности изгибаемых железобетонных элементов наиболее точно учитывает влияние характера диаграмм "σ-ε" общий случай расчета проекта СНБ 5.03.01-98. Расчет прочности по упрощенному методу проекта СНБ 5.03.01-84 или по действующему СНиП 2.03.01-84* обеспечивает аналогичную точность оценки прочности при введении коэффициента γ_{S6} , определенного в зависимости от величины ξ и с учетом соотношения $\sigma_u / \sigma_{0,2}$ по формуле (1).
2. Анализ развития прогибов и трещин опытных балок показал, что характер диаграммы "σ-ε" арматуры класса Ат500С (т.е. соотношение $\sigma_u / \sigma_{0,2}$) влияет на вели-

чину прогибов и ширину раскрытия трещин лишь на той стадии работы изгибаемых элементов, когда напряжение в арматуре превышает величину условного предела текучести. Однако при эксплуатационных нагрузках, когда напряжение в арматуре не превышает предела текучести, это влияние отсутствует.

3. Расчетные значения ширины раскрытия трещин и прогибов, вычисленные по методике СНиП 2.03.01-84 и по упрощенному способу СНБ 5.03.01-98 хорошо согласуются с опытными данными при упругой работе арматуры в конструкциях. Общий случай расчета ширины раскрытия трещин и прогибов по проекту СНБ 5.03.01-98 дает возможность оценить работу балок на всех стадиях работы элемента вплоть до разрушения, при этом учитывается возможность применения арматуры с различными диаграммами " σ - ϵ " арматуры и бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Волик А.Р. Влияние диаграммы деформирования арматуры на прочность, трещиностойкость и деформативность балок // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: сборник научных трудов; под ред. Д.Н.Лазовского. – Минск: УП «Технопринт», 2001. – С. 53-58.
2. Волик А.Р. Механические свойства арматуры класса Ат500С из углеродистой стали // Материалы международной 53-й научно-технической конференции профессоров, преподавателей, научных работников и аспирантов БГПА, Минск, 1999 г. / Белорусская государственная политехническая академия. – Минск, 1999. – С. 8.
3. Мадатян С.А. Общие тенденции производства и применения обычной и напрягаемой арматуры // Бетон и железобетон, №1, 1997. – С. 2-5.
4. Терин В.Д., Волик А.Р. Прочность балок с ненапрягаемой арматурой, класса Ат500С // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Материалы V научно-методического межвузовского семинара, Могилев, 13-16 мая 1998 г.; Под ред. А.А.Борисевича, Т.М.Пецольда. – Мн: Редакция журнала «Тыдзень», 2000. – С.279-284.
5. Терин В.Д., Волик А.Р., Клейменов Д.И. Исследование механических и технологических свойств арматуры Ат500С из углеродистой стали // Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawę konstrukcji budowlanych, powszechnych i zabytkowych: Материалы научно-техн. конференции, Люблин, 17-21 ноября 1996 г. / Люблинский политехнический институт. – Люблин, 1996. – С. 123-127.

УДК 624.012.45

Глухов Д.О., Пранович А.В.

МЕТОД УСТРАНЕНИЯ ПРЕРЫВНОСТИ И ЛОКАЛЬНОГО МИНИМУМА ПОВЕРХНОСТИ РЕШЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ СИСТЕМЫ УРАВНЕНИЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Описание проблемы

Деформационная модель постепенно завоевывает признание в науке о железобетоне. В различных модификациях она начинает применяться при расчете нормальных сечений железобетонного элемента, расчете наклонных сечений, стано-

вится основой при решении задачи расчета статически неопределимых конструкций в нелинейной постановке.

Пусть C — множество всех точек рассматриваемого нормального сечения железобетонной конструкции. Тогда расчетные уравнения математической модели можно записать в интегральном виде.

$$\begin{cases} \iint_C Q(\varepsilon(x, y)) dx dy = N \\ \iint_C Q(\varepsilon(x, y)) x dx dy = -M_x \\ \iint_C Q(\varepsilon(x, y)) y dx dy = -M_y \end{cases} \quad (1)$$

В качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии в проекте СНБ 05.03.01-98 принята нормативная диаграмма состояния (деформирования бетона) « σ - ε », устанавливающую связь между напряжениями $\sigma_{сж}$ ($\sigma_{сжк}$) и деформациями ε_c ($\varepsilon_{сж}$) сжатого (растянутого) бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки. Кусочно-линейная интерполяция диаграмм изображена на рис. 1.

Аналогичную интерполяцию можно построить и для арматуры (рис. 2).

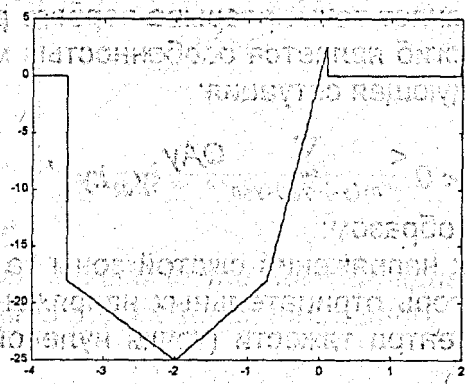


Рис. 1.

Диаграмма деформирования для бетона

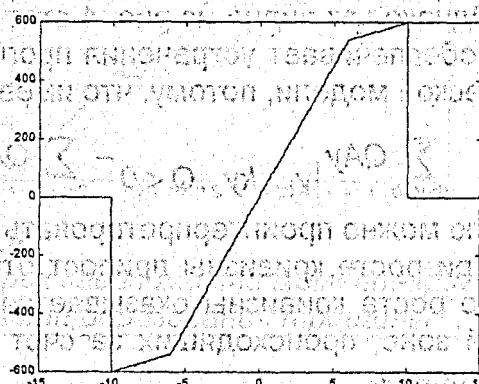


Рис. 2.

Диаграмма деформирования для арматуры

При численном интегрировании функции напряжений мы имеем точку разрыва функции первого рода, которая возникает по той причине, что когда новый узел квадратурного правила оказывается за пределами прямой $\varepsilon_{сж} = 0.1$, его вклад в сумму становится равным 0. Причем от выбора квадратурного правила этот скачок не зависит. Это приводит к тому, что график зависимости момент-кривизна в области образования трещины имеет вид изображенный на рис. 3.

Для построения быстросходящихся и устойчивых алгоритмов расчета напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента необходимо обеспечить непрерывность поверхности решения, а также устранить прогиб присутствующий на этом графике. Способ устранения точек разрыва первого рода на поверхности решения расчетной системы уравнений был предложен Глуховым Д.О. в статье «Непрерывность поверхности решений системы уравнений деформационной модели». Этот способ предусматривает коррекцию весов квадратурного правила.

$$\text{rotate}(\sigma(\varepsilon(t_{i,j}))) : \begin{cases} \sigma(\varepsilon(t_{i,j})) & \text{if } \varepsilon(t_{i,j}) \leq \varepsilon_{сж} \\ \sigma(\varepsilon_{сж}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2)$$

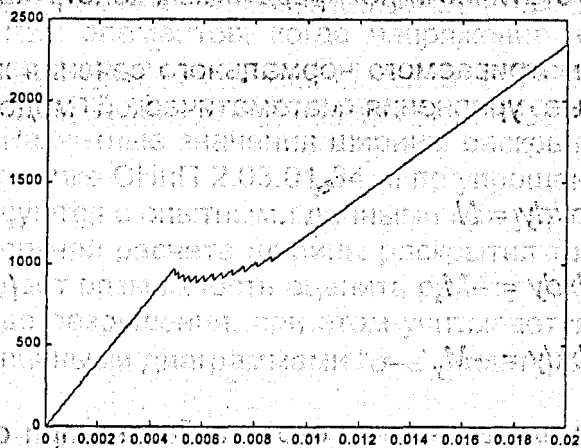


Рис.3.
График зависимости момент-кривизна в области образования трещины

$$correct(w) = \frac{w(\epsilon_{cu} - \epsilon_{min})}{(\epsilon_{max} - \epsilon_{min})} \quad (3)$$

$$\iint Q(\epsilon(x,y)) dx dy \approx \sum \sum correct(w, p_j) rotate(Q(\epsilon(t_{i,j}))) \quad (4)$$

Однако как видно из рис. 4 этот способ устраняет точки разрыва первого рода, но не обеспечивает устранения прогиба. Этот прогиб является особенностью математической модели, потому, что имеет место следующая ситуация:

$$\sum_{0 > y > h} Q Ay |_{y_{02}, ky_2, Q < 0} - \sum_{0 < y < h} Q Ay |_{y_{01}, ky_1, Q < 0} < \sum_{h + (y_{02} - y_{01}) < y < h} Q Ay |_{y_{02}, ky_2} \quad (5)$$

которую можно проинтерпретировать следующим образом:

При росте кривизны прирост отрицательных напряжений сжатой зоны за счет именно роста кривизны оказывается меньше потерь отрицательных напряжений в сжатой зоне, происходящих за счет смещения центра тяжести (точки нулевой деформации) y_0 .

Поэтому для его устранения было предложено несколько способов доработки математической модели.

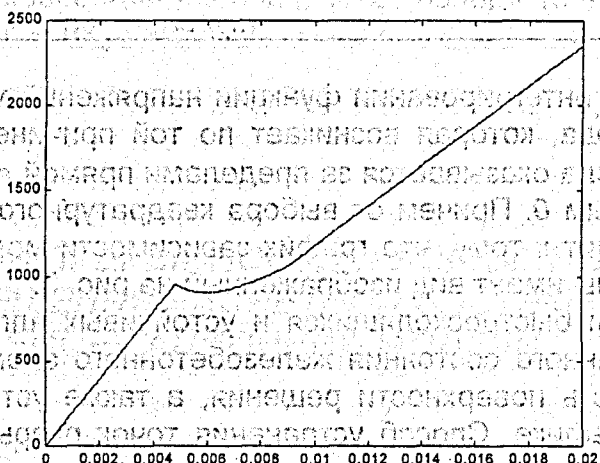


Рис.4.
График зависимости момент-кривизна в области образования трещины без точек разрыва первого рода

Так как в природе разрушение бетона происходит не мгновенно, а за некоторый интервал времени, то можно сделать предположение о том, что при численном интегрировании функции напряжений, когда новый узел квадратурного правила оказывается за пределами прямой $\epsilon_{ctu} = 0.1$, его вклад в сумму становится равным не 0 а некоторому числу больше 0. Примеры данного процесса представлены на рис. 5.

Однако как видно из графика этот способ не устраняет точек разрыва и снижает точность расчета.

Предлагаемый метод устранения прерывности и локального минимума поверхности решения

Следующий способ состоит в предположении о том, что напряжение в бетоне уменьшается до 0 не сразу, а постепенно, например, по линейному закону. Как видно из рис. 6. эта модель довольно неплохо описывает железобетонную конструкцию. Причем точность построения возрастает при приближении угла наклона прямой к прямому.

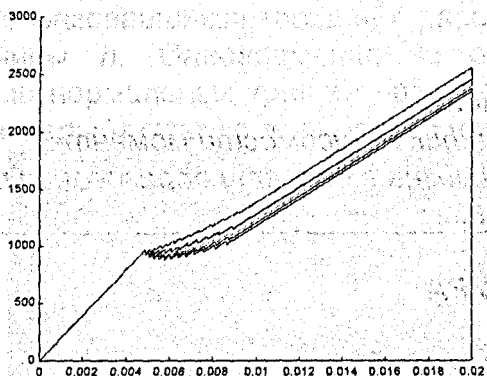


Рис. 5.

График зависимости момент-кривизна в области образования трещины

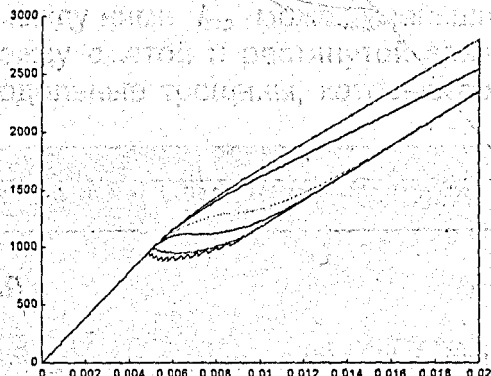


Рис. 6.

График зависимости момент-кривизна в области образования трещины

$$Q(\epsilon) \Big|_{\epsilon_{ctu} < \epsilon < \epsilon_{end}} = Q(\epsilon_{ctu}) - \frac{Q(\epsilon_{ctu})}{(\epsilon_{end} - \epsilon_{ctu})} (\epsilon - \epsilon_{ctu}) \quad (6)$$

Но математическую модель можно построить еще более точно, если предположить, что напряжение в бетоне уменьшается не по линейному, а по гиперболическому закону рис. 7. На рис. 8 видно, что второй метод явно предпочтительнее.

$$Q(\epsilon) \Big|_{\epsilon > \epsilon_{ctu}} = \frac{Q(\epsilon_{ctu})}{(\epsilon - \epsilon_{ctu} + 1)^p} \quad (7)$$

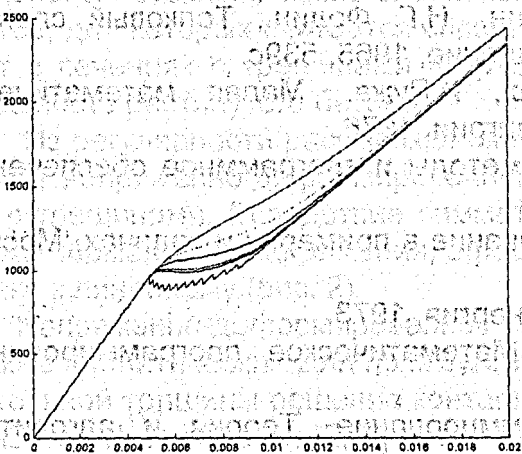


Рис. 7.

График зависимости момент-кривизна в области образования трещины

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработанный метод обеспечивает непрерывность поверхности решения и устраняет локальный минимум. Он дает возможность построения быстросходящихся, ньютоноподобных, градиентных алгоритмов поиска решения расчетной системы уравнений математической модели напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента.

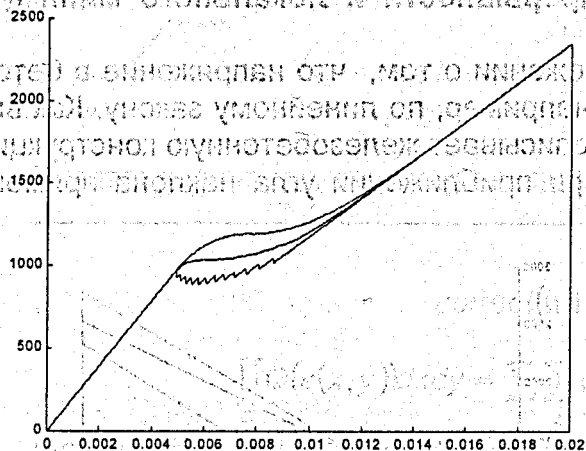


Рис.8.
График зависимости момент-кривизна в области образования трещины

ЛИТЕРАТУРА

1. Калиткин Н.Н. Численные методы. -М.:Наука, 1978.-512с.
2. Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М. Численные методы. -М.:Наука, 1987.
3. Самарский А.А., Гулин А.В. Численные методы. -М.:Наука, 1989.-432с.
4. Марчук Г.И. Методы вычислительной математики. - М.:Наука, 1989.-608с.
5. Федоренко Р.П. Введение в вычислительную физику. - М.:изд.-во МФТИ, 1994.-528 с.
6. А.Д.Мышкис, Лекции по высшей математике, Наука, 1973.
7. З.Г. Корн., Т.Корн., Справочник по математике для научных работников и инженеров, Москва, Наука, 1977.)
8. Л.И.Турчак, Основы численных методов, Москва, Наука, 1987.
9. Д.Б.Юдин., Е.Г.Гольштейн., Линейное программирование, Москва, Государственное издательство физико-математической литературы, 1963.
10. Д.Н.Лазовский., Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений, Новополоцк, Полоцкий государственный университет, 1998.
11. О.В.Мантуров., Ю.К.Солнцев., Ю.И.Сорокин., Н.Г. Федин., Толковый словарь математических терминов, Москва, Просвещение, 1965, 539с.
12. Э.Фрид., И.Пастор., И.Рейман., П.Ревес., И.Ружа., Малая математическая энциклопедия, Будапешт, Академия наук венгрии, 1976.
13. Д.Каханер, К.Моулер, С.Нэш., Численные методы и программное обеспечение, Москва, Мир, 1998.
14. И.Л.Акулич., Математическое программирование в примерах и задачах, Москва, Высшая школа, 1986.
15. Л.Т.Кузин., Основы кибернетики, Москва, Энергия, 1973.
16. А.В.Кузнецов, В.А.Сакович, Н.И.Холод., Математическое программирование, Минск, Высшая школа, 1994.
17. М.Базара, К.Шетти, Нелинейное программирование. Теория и алгоритмы, Москва, Мир, 1982.

О МЕТОДИКЕ РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ С БЕТОНОМ, В СООТВЕТСТВИИ С ПОЛОЖЕНИЯМИ ПРОЕКТА СНБ 5.03.01-98

Главной особенностью работы под нагрузкой железобетонных изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном является то, что в таких конструкциях после нарушения условий трещиностойкости в зоне действия максимальных изгибающих моментов развивается регулярная система нормальных трещин располагаемых с примерно одинаковым шагом $l_{cr} = (1-2,5)h$; (где h – полная высота сечения конструкции). С увеличением нагрузки наблюдается интенсивный рост образовавшихся трещин, а расстояние между ними l_{cr} может уменьшиться до величины h . Одновременно, на границе между сжатой и растянутой зонами, из вершин нормальных трещин развиваются продольные трещины, которые соединяясь выделяют сжатую зону бетона (рис 1).

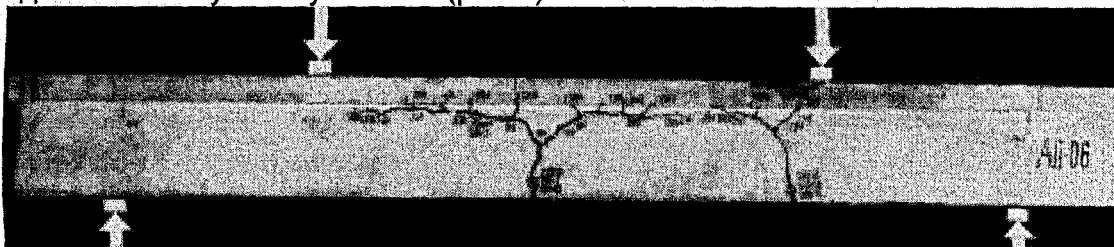


Рис. 1. Характер трещинообразования и разрушения балки армированной предварительно напряжённой арматурой без сцепления с бетоном

Разрушение конструкции происходит, как правило, хрупко от истощения сопротивления выделенной сжатой зоны бетона, возможна также потеря ее устойчивости. При этом напряжения в напрягаемой арматуре крайне редко достигают расчетного сопротивления при растяжении.

Таким образом, после образования нормальных трещин железобетонный изгибаемый элемент с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном получает ярко выраженное блочное строение, то есть состоит из системы блоков, имеющих контакт в сжатой зоне и передающих распор (через опорные блоки) на преднапряженные продольные стержни. Такие блоки можно рассматривать в качестве расчетных элементов, для которых считается справедливой гипотеза сплошности. Блоки контактируют в сечениях с трещинами в пределах зоны сжатого и сохраняющего макросплошность растянутого бетона.

Из регулярности расположения нормальных трещин следует циклическая симметрия напряженно-деформированного состояния конструкции относительно сечений с трещинами. Вследствие симметрии, по контакту смежных блоков действуют только нормальные напряжения, а распределение деформаций в пределах контакта близко к линейному (рис. 2).

Напряженно-деформированное состояние блоков изучалось экспериментально, а также аналитически. Для прямоугольных регулярных внецентренно сжатых блоков постоянной толщины решение контактной задачи в линейной постановке было дано в работе [1]. В работах [2, 3] предложена пространственная блочно-контактная модель, которая более полно и строго по сравнению с плоской учитывает особенности

деформирования и разрушения бетонных и железобетонных конструкций с магистральными трещинами.

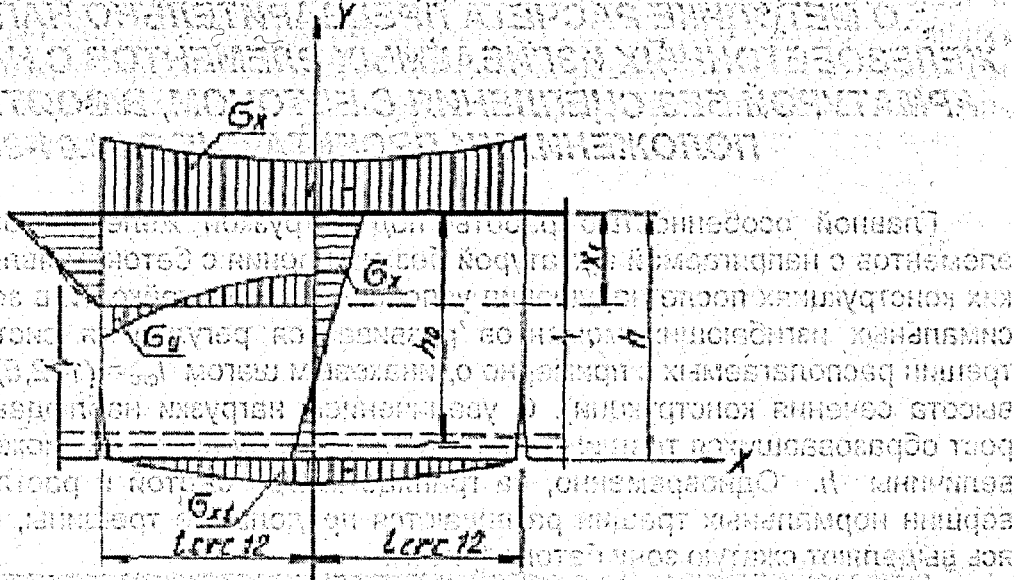


Рис. 2.

Схема распределения нормальных напряжений действующих в бетонном блоке

Блочно-контактная модель позволяет объяснить особенности трещинообразования и разрушения изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, причины образования вторичных трещин, приводящих зачастую к реализации не предусмотренных действующими строительными нормами механизмов разрушения конструкции. На основе блочно-контактной модели были разработаны инженерные методы расчета параметров напряженно-деформированного состояния и предельных усилий изгибаемых элементов, не имеющих сцепления арматуры с бетоном, предложены рациональные схемы их армирования [4].

Анализ напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов армированных только напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном показал, что в практике строительства их использование целесообразно лишь в том случае, если для конструкции будут соблюдены требования 1-й категории трещиностойкости.

В действующих в настоящее время строительных нормах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84 указывается, что к предварительно напряженным конструкциям без сцепления арматуры с бетоном должны предъявляться требования 1-й категории трещиностойкости, при этом каких-либо конкретных указаний по их расчету и конструированию не приводится.

СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» расчет изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном предлагает производить по общим зависимостям, вводя условно в соответствующие расчетные формулы вместо расчетного сопротивления растяжению напрягаемой арматуры значение установившегося в ней (за вычетом всех потерь) предварительного напряжения. В качестве основных конструктивных мероприятий, которые должны обеспечить сцепление напрягаемой арматуры с бетоном, тем самым уменьшив ширину раскрытия и шаг образующихся при действии эксплуатационных нагрузок трещин, предлагается инъецирование закрытых и обетонирование открытых каналов. Такой подход к расчету и проектированию преднапряженных конструкций без сцепления арматуры с бетоном является неосторожным. Инъецирование и обетонирование каналов не позволяет обеспечить надежного сцепления напрягаемой арматуры с бетоном прежде всего потому, что ма-

териал, заинъекцированных и омоноличенных каналов, и окружающий их бетон конструкции находятся в различном напряженно-деформированном состоянии. Кроме того практика эксплуатации конструкций с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном показала, что в ряде случаев обеспечить полное инъектирование закрытых каналов достаточно сложно. Вследствие этих причин существует опасность откола сжатой зоны бетона при действии эксплуатационных нагрузок и ее хрупкого разрушения.

Более надежным способом предотвращения возможного откола сжатой зоны бетона в конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном является установка в растянутой, от действия эксплуатационных нагрузок зоне дополнительной связанной с бетоном арматуры (смешанное армирование) (рис.3). Смешанное армирование уменьшает ширину раскрытия и шаг образующихся трещин и, при выполнении определенных расчетно-конструктивных требований, позволяет избежать хрупкого разрушения сжатой зоны бетона. Поэтому установка связанной с бетоном арматуры в растянутой при действии эксплуатационных нагрузок зоне предварительно напряженных конструкций без сцепления, является обязательным требованием проекта норм СНБ 5.03.01-98 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования». Количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, определяется исходя из требований расчета по ограничению ширины раскрытия трещин, внецентренно сжатого элемента при действии продольного усилия $N_{pd} = \sigma_{sp} A_{sp}$.

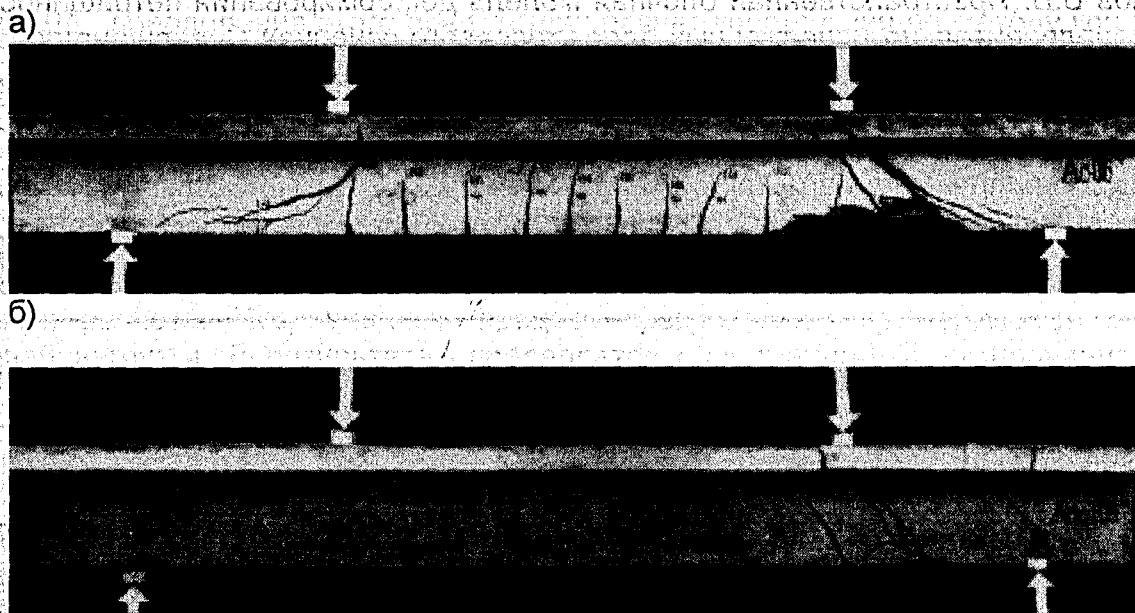


Рис. 3.

Характер трещинообразования и разрушения балок:

а) армированных предварительно напряжённой арматурой имеющей сцепление с бетоном;

б) армированных предварительно напряжённой арматурой без сцепления с бетоном, и дополнительной связанной с бетоном арматурой.

Минимальный процент армирования арматурой, имеющей сцепление с бетоном, при этом должен составлять не менее 0.15%. Данное условие позволяет обеспечить расстояние между трещинами, образующимися в зоне действия максимальных изгибающих моментов, не более половины высоты сечения изгибаемого элемента. В этом случае напряжения σ_y , действующие по горизонтальным площадкам, не превысят предела прочности бетона при растяжении в условиях плоского напря-

женно-деформированного состояния, что в свою очередь позволит избежать образования вторичных горизонтальных трещин. Это дает возможность с достаточной надежностью производить расчет изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном по первой и второй группам предельных состояний согласно общим методикам расчета изгибаемых элементов проекта норм СНБ 5.03.01-98, рассматривая усилие предварительного обжатия, определенное с учетом всех потерь, как внешнее усилие, приложенное к конструкции. Допускается расчет сечений по прочности производить по методу предельных усилий, условно принимая напряжения в напрягаемой арматуре равными величине предварительного напряжения с учетом всех потерь.

ЛИТЕРАТУРА

1. Васильев П.И., Пересыпкин Е.Н. Метод расчета раскрытия швов и трещин в массивных бетонных конструкциях. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 58, М., Энергия, 1970.
2. Белов В.В. Блочная модель деформирования массивных бетонных и железобетонных элементов с макротрещинами // Гидротехническое строительство. 1994, №9, С.147-151.
3. Белов В.В. Пространственная блочная модель деформирования нетрещиностойких предварительно напряженных балок таврового сечения // Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций: Межвуз. темат. сб. тр. СПбГАСУ, СПб, 1995, С.51-57.
4. Деркач В.Н. Совершенствование армирования железобетонных изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном // Экспериментальные исследования и расчет строительных конструкций: Сборник научных трудов ЦНИИпромзданий.-М., 1992, С.3-6.

УДК 624.012.45

Жукьян А.П.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Метод конечных элементов (МКЭ) позволяет эффективно решать самые различные задачи в области расчетов строительных конструкций. При этом он допускает введение расчетных схем сложной геометрической конфигурации, назначение любых граничных условий, введение в расчет элементов с различными характеристиками или даже описываемых разными математическими моделями. Вычислительные комплексы МКЭ (MSC/NASTRAN, COSMOS-M, RSTAB, ЛИРА, МИРАЖ, SCAD) позволяют с высокой точностью определить поля напряжений и деформаций для плоских и пространственных конструкций от нагрузок и воздействий различной природы (гравитационных, тепловых и др.). Однако, для физически и геометрически нелинейного анализа железобетонных конструкций они мало пригодны, так как не учитывают реальную работу сечения с трещиной. Большинство прикладных программ для расчета конструкций по методу конечных элементов в качестве геометрических характеристик использует жесткость сечения без трещины, а в качестве ха-

рактические характеристики материала — модуль упругости бетона. Особую значимость учет физической нелинейности имеет для статически неопределимых конструкций, так как ошибка при определении внутренних усилий железобетонных конструкций с использованием линейных методов строительной механики может достигать 50-150% [1].

В общем случае расчет железобетонных статически неопределимых конструкций представляет собой как физически, так и геометрически нелинейную задачу. В отличие от металлических элементов, у которых геометрические сечения постоянны и физические свойства материала характеризуются либо модулем упругости, либо диаграммой "напряжение-деформация", железобетонные сечения в зависимости от внутренних усилий имеют непостоянные геометрические и физические характеристики. Дополнительная сложность определения геометрических характеристик железобетонного сечения возникает из-за перераспределения усилий внутри самого сечения при изменении внешней нагрузки.

Исследования показали, что изгибная жесткость железобетонного сечения с трещиной при достижении несущей способности уменьшается в десятки раз по сравнению с первоначальной. Однако, для расчета статически неопределенных конструкций определение каких-либо фиксированных значений жесткости, отличных от первоначальной, невозможно, вследствие отсутствия точных данных об уровне внутренних усилий от действия заданной нагрузки. Использование функций вместо постоянных в матрице жесткости для конечно-элементного анализа также невозможно. Для преодоления этого препятствия расчет конструкции по методу конечных элементов включается в некоторый итерационный процесс, использующий в качестве переменной жесткость элемента. Внешняя нагрузка прикладывается в несколько этапов, после каждого уточняется жесткость, которая переносится в матрицу жесткости системы для расчета следующего этапа. При решении нелинейной задачи используется итерационный алгоритм с построением матриц жесткости всей системы и вычислением невязок в условиях равновесия узлов на каждом шаге итерации. Решение завершается при величинах невязок, не превышающих заранее заданной точности расчета. Итерационный процесс прекращается при приложении всей внешней нагрузки. В результате определяется напряженно-деформированное состояние статически неопределимой системы с учетом реального перераспределения внутренних усилий от начала работы конструкции до ее разрушения.

Проблема определения истинной деформированной схемы и напряженного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций имеет ряд сложностей, связанных с необходимостью раскрытия как внешней статической неопределимости (расчет конструкции в целом) так и внутренней статической неопределимости композитных элементов и их сечений. Для исследования напряженно-деформированного состояния статически неопределимых конструкций получили применение итерационные методы расчета. Их общим признаком является наличие той или иной схемы последовательных приближений для определения жесткостных характеристик элементов конструкции. В ранее предложенных алгоритмах итерационный процесс, как правило, расходится при достижении текучести арматуры, т.е. они определяют напряженно-деформированное состояние конструкции только в эксплуатационной стадии.

По существующей в действующих нормах проектирования методике не представляется возможным определить жесткостные параметры сечения на произвольной стадии нагружения.

В последнее время широкое применение получил метод сечений с использованием деформационной модели, позволяющей с единых универсальных позиций рассчитывать железобетонные элементы любой формы поперечного сечения, со

произвольными классами арматуры и бетона, различным распределением арматуры в сечении. Характерной особенностью модели является применение, кроме уравнений равновесия усилий, условий деформирования сечения и диаграмм состояния бетона и арматуры. Используя зависимость $\frac{1}{r} = \frac{M}{B}$, разбив интервал от M_{\min} до M_{\max} на определенное число участков, определяем в зависимости от действующего момента в сечении изгибную жесткость.

Характер изменения жесткости в сечении получен расчетом с использованием разработанной в ПГУ программы "Beta" по расчету нормальных сечений железобетонных элементов, в которой реализована деформационная модель [2, 3], предложенная в проекте СНБ 5.03.01.

В качестве примера рассмотрим железобетонную плиту сечением 720x220 мм, армированную 2 стержнями диаметром 12 мм с временным сопротивлением 735 МПа, бетон С25/30. Результаты расчета плиты без предварительного напряжения арматуры представлен на рис. 1, с предварительным напряжением (уровень напряжения 480 МПа) представлен на рис. 2.

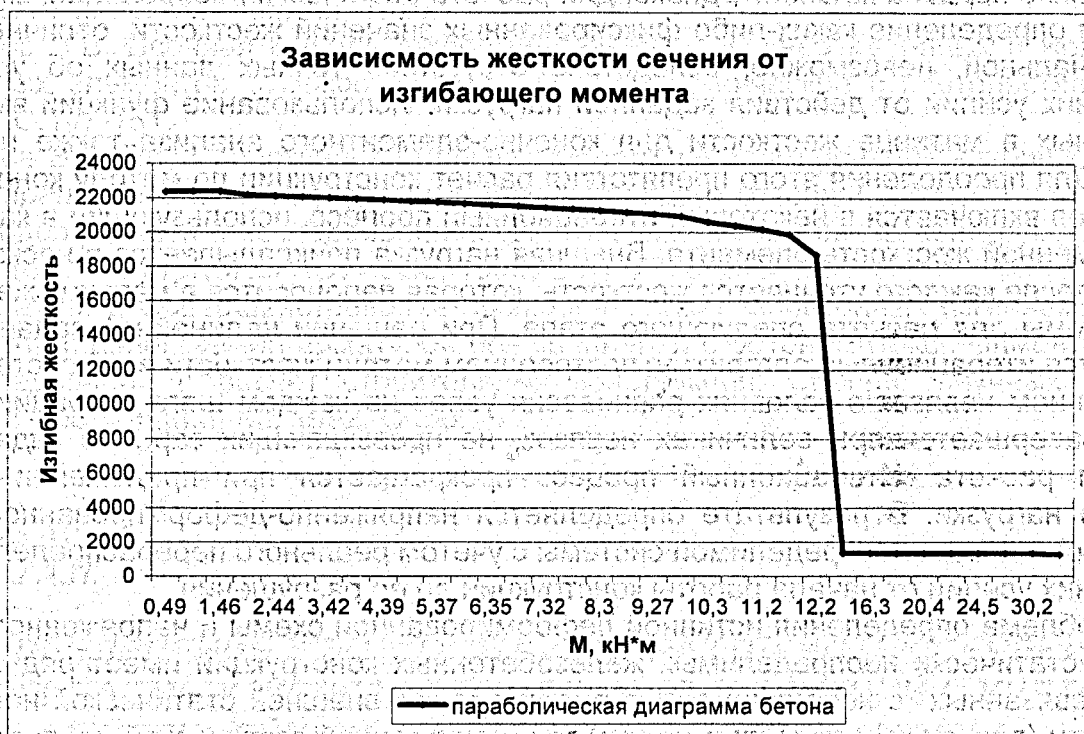


Рис. 1. Результаты численного эксперимента плитной конструкции без предварительного напряжения арматуры

Жесткость изгибаемых конструкций после появления трещин незначительно зависит от применяемой диаграммы деформирования бетона, тогда как жесткость до момента трещинообразования имеет различные значения. Особая важность определения фактической жесткости имеет место для статически неопределимых конструкций, так как именно изменение жесткостных параметров по длине определяет характер внутренних усилий с учетом перераспределения. Для построения зависимости момент – кривизна необходимо применять диаграмму деформирования бетона на сжатие с ниспадающей ветвью, так как проведенные исследования показали, что применение обычных диаграмм деформирования дает занижение значений изгибной жесткости, что в конечном итоге влияет на масштаб перераспределения усилий.

**Зависимость жесткости сечения от
изгибающего момента**

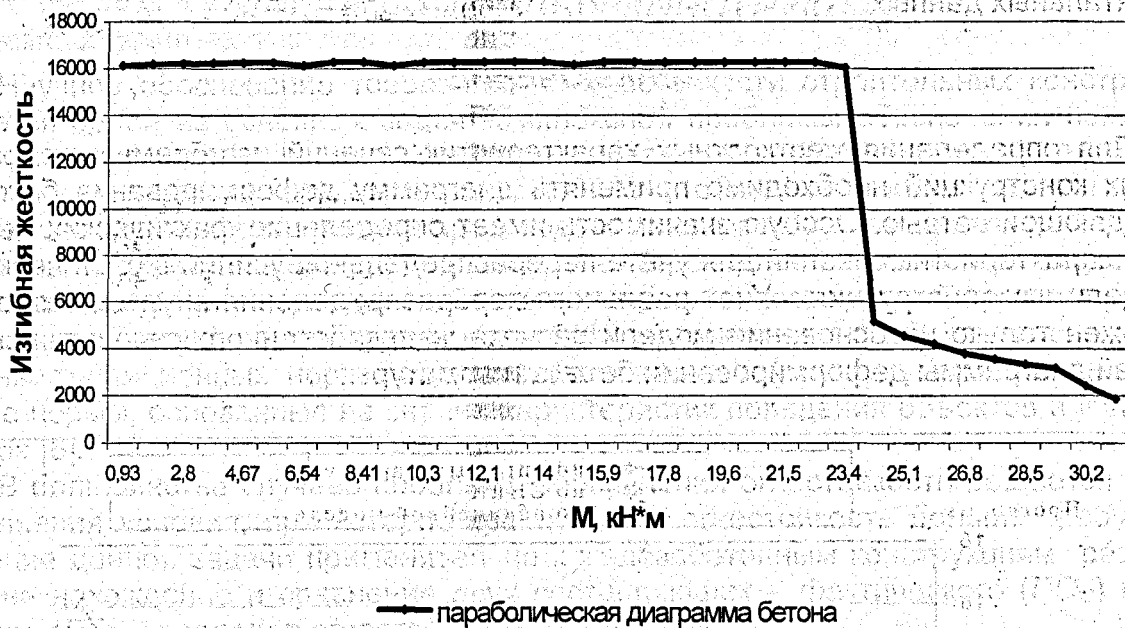


Рис. 2.

Результаты численного эксперимента плитной конструкции с предварительным напряжением арматуры

Для подтверждения теоретических предположений были проанализированы результаты испытаний железобетонных трех плит-«близнецов», имеющих отношение l/h равное 17. Плиты сечением $380 \times 120 \times 2000$ мм армированы арматурной проволокой класса В500, имеющей предел текучести 575 МПа, временное сопротивление 720 МПа. Нормативное сопротивление бетона 22 МПа, что соответствует классу В30. При испытании бетонных призм на сжатие и образцов арматуры на растяжение для сопоставления с расчетными, кроме основных прочностных и деформационных показателей, определялись диаграммы деформирования бетона для восходящей ветви и арматуры. Испытания конструкций проводили согласно методике ГОСТ 8829-94. За разрушающий изгибающий момент согласно разработанной теории расчета принят изгибающий момент, соответствующий не физическому или условному пределу текучести арматуры, а максимальному значению приложенной нагрузки. Конструкции испытывали на специально разработанных испытательных стендах на действие кратковременной нагрузки, прикладываемой при помощи гидравлического домкрата через распределительные траверсы. Нагрузку прикладывали ступенями, каждая из которых не превышала $1/15$ предполагаемой расчетной разрушающей нагрузки с выдержкой на этапе 10 минут. После появления трещин выдержку на этапах увеличивали до 20 минут. Отсчеты по приборам снимали дважды - сразу после приложения нагрузки и в конце выдержки.

Для сравнения опытных прогибов плит и расчетных, были произведены расчеты с учетом фактических диаграмм растяжения арматуры, действительных геометрических размеров балок и прочности бетона в день испытания по методике СНиП 2.03.01-84* и по предложенной нелинейной модели. Результаты испытаний и расче-

тов различными методиками плит по второй группе предельных состояний представлен на рис. 3.

Характер изменения жесткости сечений принят с использованием параболической диаграммы деформирования бетона, которая была получена на основе экспериментальных данных.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для определения жесткостных характеристик сечений изгибаемых железобетонных конструкций необходимо применять диаграмму деформирования бетона с ниспадающей ветвью. Особую значимость имеет определение фактических жесткостных характеристик сечений для учета перераспределения усилий в статически неопределимых конструкциях. Учет реального перераспределения внутренних усилий возможен только на основании модели расчета железобетонного сечения, использующей диаграмму деформирования бетона и арматуры.

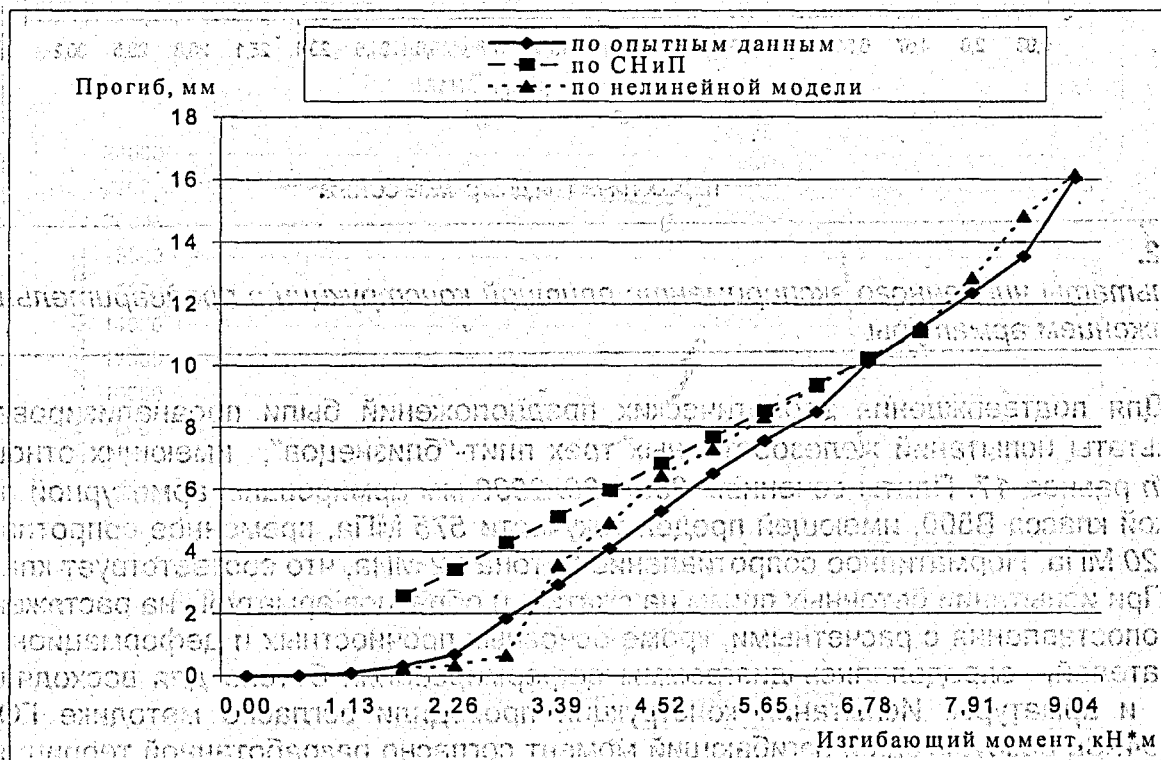


Рис. 3. Опытный и расчетный прогиб конструкции в зависимости от изгибающего момента

ЛИТЕРАТУРА

1. Астафьев Д.О. Теория и расчет реконструируемых железобетонных конструкций: Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. — СПб, 1995. — 40 с.
2. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Минск: Изд-во ..., 1998. — 200 с.
3. Лазовский Д.Н., Пецольд Т.М. Усиление железобетонных конструкций: Пособие П 01-98 к СНиП 2.03.01-84*. — Минск: Министерство арх. и стр-ва Республики Беларусь, 1998. — 195 с.

НОРМИРОВАНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Научное обоснование требований к огнестойкости строительных конструкций является одной из основных задач комплексной проблемы обеспечения пожарной безопасности в строительстве. Как показывают статистические данные затраты на обеспечение огнестойкости составляют до 4 % от общей сметной стоимости здания [8]. По мере совершенствования производственной базы и повышения требований к рациональному использованию инвестиций в строительстве все более актуальным становится вопрос о затратах на обеспечение устойчивости зданий при пожаре. Одним из направлений решения данной проблемы во многих странах является процесс замены традиционных норм пожарной безопасности (жесткое нормирование), на гибкие нормы, основанные на знании характеристик поведения объектов в условиях пожара [6].

В большинстве случаев проблема обеспечения огнестойкости решается путем выполнения условия, при котором фактическая огнестойкость больше требуемой. Решение данной задачи применительно к железобетонным конструкциям разбивается на нахождение и сравнение двух составляющих – фактического ($ПО_{ф}$) и требуемого ($ПО_{тр}$) пределов огнестойкости конструкции.

К определению фактической огнестойкости, во многих государствах сложились единые подходы, основанные на проведении огневых испытаний [1, 2, 7]. В Республике Беларусь важным этапом в совершенствовании нормативно-технической базы в этой области явилась стандартизация методов и средств испытаний конструкций на огнестойкость [1, 2]. К основному преимуществу указанного метода определения огнестойкости относят высокую надежность. Однако как показывают исследования [9] принятый в стандарте подход к оценке огнестойкости может приводить к ошибочным заключениям, поскольку при отсутствии доверительного интервала предела огнестойкости заключение делается по результатам двух испытаний. В Республике Беларусь определение пределов огнестойкости конструкций по результатам испытаний является основным методом, хотя организация и проведение натурных огневых испытаний имеет ряд недостатков:

1. конструкция печей не позволяет в полном объеме создавать необходимые условия нагружения;
2. принятый подход не позволяет дифференцированно оценить качество выпускаемой предприятиями продукции;
3. требуются значительные материальные и временные затраты.

Вторым способом определения фактических пределов огнестойкости является проведение расчетов по нормативно установленным методикам. Сделанный в республике упор на обязательную сертификацию строительных конструкций на огнестойкость фактически остановил работу по созданию "Пособия по определению пределов огнестойкости строительных конструкций", отсутствие которого затрудняет работы по определению области применения железобетонных конструкций (для серий не прошедших испытания), затрудняет любые изменения их параметров. Существующие "Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций" и "Рекомендации по защите бетонных и железобетонных конструкций от хрупкого разрушения при пожаре" не отражают произошедших за

последние двадцать лет изменения в области разработки и производства железобетонных конструкций и в соответствии с положениями [3] не являются нормативными документами. Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона (г. Москва) разработан МДС 21-2.2000 "Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций", в котором на основании проведенных научных и экспериментальных исследований изложены аналитические модели расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций по трем предельным состояниям. В Республике Беларусь на данный момент разработка аналогичного документа не производится, что отрицательно влияет на сроки разработки и внедрения в практику строительства новых эффективных бетонных и железобетонных конструкций.

Анализ литературных источников свидетельствует о том, что проблема расчета требуемого предела огнестойкости строительных конструкций до настоящего времени не решена. Приведенные в нормах [4, 5] численные значения требуемых пределов огнестойкости конструкций лишь косвенно и формально зависят от факторов развития пожара. Эти показатели недостаточно полно отражают роль и значимость отдельных видов конструкций в ограничении распространения пожара и устойчивости здания. На протяжении последних десятилетий при разработке строительных норм по определению требуемого предела огнестойкости, их численные значения назначали, как правило, методом экспериментальных оценок с учетом опыта работы проектных организаций. В следствие этого, требования к огнестойкости строительных конструкций при переработке строительных норм и правил постепенно снижались, как правило, учитывались только экономические соображения и величины фактических пределов огнестойкости строительных конструкций, используемых в действующих типовых проектах, а не условия обеспечения необходимой научно обоснованной защиты зданий от воздействия возможных пожаров. Таким образом, часто нарушался объективный принцип, согласно которому требуемые пределы огнестойкости строительных конструкций должны назначаться независимо от фактических.

Реорганизация системы нормативных документов происходит не одновременно, в связи с чем при введении в действие строительных норм Беларуси блока 2.02 "Пожарная безопасность", документы, основанные на положениях СНиП 2.01.02-85*, требуют пересмотра. Первым шагом в решении данных проблем, направленным на адаптацию существующих и разрабатываемых норм к новым принципам обеспечения противопожарных требований, с учетом новой пожарно-технической классификации зданий, строительных материалов и конструкций, стало введение в Российской Федерации МДС 21-1.98 (Пособие к СНиП 21-01-97) "Предотвращение распространения пожара". Основными положениями системы нормативных документов в строительстве должно стать повышение самостоятельности и развития инициативы предприятий и организаций в решении экономических и технических задач проектирования и строительства при сокращении числа обязательных требований. Исходя из этого, принимаемые в нормативно-технических документах принципы и классификации должны позволять производить выбор средств и способов противопожарной защиты, адекватных угрозе пожара, используя расчетные модели и методики, основанные на соотношении временных параметров развития и распространения пожара, и технико-экономической оценке соотношения величины ущерба и расходов на противопожарные мероприятия. Отказ от использования при разработке СНБ 2.02.03 эквивалентной продолжительности пожара как аналога требуемой огнестойкости, сохраняет в Республике Беларусь проблему в уже сложившемся состоянии.

Проведенный анализ показывает, на целесообразность разработки в Республике Беларусь нормативно-технического документа по аналитическому определению фактических и требуемых пределов огнестойкости существующих и проектируемых железобетонных конструкций. Внедрение которого позволит на базе всестороннего анализа существующей нормативно-технической документации, номенклатуры и параметров существующих и новых конструкций оптимизировать затраты при проектировании, производстве и определении области применения железобетонных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 30247.0-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.
2. ГОСТ 30247.1-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.
3. СНБ 1.01.01-97 Система технического нормирования и стандартизации в строительстве. Национальный комплекс нормативно-технических документов, основные положения.
4. СНБ 2.02.01-98* Пожарно-техническая классификация зданий, строительных конструкций и материалов.
5. СНиП 2.01.02-85* Противопожарные нормы.
6. ISO/TO 10158:1991/E/ Принципы и логические обоснования, лежащие в основе методов расчета огнестойкости строительных элементов.
7. ISO/TO 834-3-94 Испытания на огнестойкость строительных конструкций. Часть 3. Комментарии по методам испытаний и применению результатов испытаний.
8. И.И. Кузмичев, В.С. Матлис. Вопросы экономики в пожарной охране. / Сборник научных трудов ВНИИПО. – М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. – С. 23 – 31.
9. И.А. Харченко, С.В. Новак. Оценка результатов испытаний конструкций на огнестойкость. // Научное обеспечение пожарной безопасности. 1997. №4, С.103-104.

УДК 624.074.415

Клюева Н.В., Демьянов А.И.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК СПЛОШНОГО И СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ В ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ

Проблеме повышения конструктивной безопасности строительных систем уделяется в последнее время большое внимание. При построении расчетных алгоритмов ставится задача исключить наступление предельных состояний конструкции от заданных проектных воздействий. В то же время в процессе жизненного цикла конструкций известны различные случаи аварийных ситуаций и связанных с этим за проектных воздействий. При таких воздействиях возникает новая задача исследования конструкций в за предельных состояниях, при их видоизменении, выключении из работы отдельных элементов, связей, креплений и т.п., а также синтезу на этой основе адаптивных конструктивных систем, исключающих лавинообразные разрушения. До настоящего времени в теоретических исследованиях основное внимание уделялось, как правило, изучению работы по совершенствованию метода расче-

та конструкций по предельным состояниям первой и второй группы. Изучение особенностей деформирования конструкции в запредельных состояниях второй группы и, тем более, в запредельных состояниях первой группы теоретическими исследованиями практически не затрагивалось. Между тем, в связи с урбанизацией, усложнением технологий, расширением номенклатуры применяемых видов конструкций и материалов зданий и сооружений возрастает возможность воздействий не предусмотренных проектом и как следствие – число чрезвычайных ситуаций. В контексте изложенного, в рамках гранта РААСН «Создание теоретических основ, методов и алгоритмов оценки и оптимизации характеристик конструкционной безопасности составных железобетонных конструкций» выполнена серия экспериментально-теоретических исследований статически неопределимых железобетонных балок сплошного и составного сечения. Целью этих исследований являлось изучение процессов деформирования и разрушения балочных конструкций сплошного и составного сечения в запредельных состояниях и оценка их остаточного ресурса.

Экспериментальные исследования железобетонных неразрезных балок проводились на двух сериях сборно-монолитных железобетонных конструкций, каждая из которых включала три сборные балки, объединенные между собой в трехпролетную неразрезную систему с помощью закладных деталей и замоноличивания стыков.

Балки образцов первой серии с размерами $1200 \times 120 \times 40$ мм были изготовлены в двух вариантах: сплошного сечения с нижней пролетной арматурой диаметром 6 мм и 8 мм.



Рис.1. Общий вид испытаний

Конструкция сборных элементов систем второй серии таких же размеров представляла собой составной стержень из двух брусьев. При бетонировании нижний брус был отделен от верхнего двумя слоями низко модульного материала в виде полиэтиленовой пленки. Балки этой серии также выполнялось с двумя вариантами армирования: первый – с рабочей пролетной арматурой в нижнем брусце $\varnothing 6$ мм и рабочей надпорной арматурой в верхнем брусце $\varnothing 8$ мм, второй – с рабочей пролетной арматурой в обоих брусьях $\varnothing 6$ мм и надпорной арматурой $\varnothing 8$ мм. Поперечная арматура опытных образцов запроектирована из проволоки диаметром 1,5 мм, с шагом 60 мм. Проектный класс бетона для всех конструкций был принят В35.

Нагружение конструкций осуществлялось двумя сосредоточенными силами в каждом пролете, до уровня проектной нагрузки ступенями. Запроектную нагрузку создавали путем мгновенного разрыва прокалиброванного сварного шва соедини-

тельного элемента над первой промежуточной опорой растягивающим усилием, действующим в этом элементе от внешней нагрузки. В результате разрыва момент над первой промежуточной опорой мгновенно уменьшался с заданного проектного до нулевого значения.

Нагружение запроектным воздействием производилось дважды: первый раз при нагрузке, равной 0,8 от величины нагрузки трещинообразования, второй — при проектной нагрузке.

Полученные значения приращений деформаций сжатого бетона и перемещений конструкций опытных образцов обеих серий значительно превышали перемещения и деформации, которые возникли бы в тех же сечениях балок, если бы выключение из работы сварного шва закладной детали происходило медленно. Указанное превышение от рассматриваемого запроектного воздействия в балках сплошного сечения для деформаций составило 1,83 раза, а для перемещений — 1,92 раза, в балках составного сечения эти показатели составили соответственно 1,76 и 1,86 раза. Согласно результатов теоретических исследований [1, 2], если бы деформирование балки происходило упруго, то названное превышение, составило бы два раза. При неупругом деформировании эффект от мгновенного выключения из работы опорного сечения балки заметно снижается. Полученные опытные данные не только подтвердили теоретические результаты, но и позволили установить количественные значения названного параметра изучаемого явления. Эффект импульсного воздействия от выключения из работы надопорного сечения особенно заметен в конструктивных системах с элементами составного сечения и податливым швом сдвига, что обусловлено не только упругопластическим характером работы брусьев составных балок, но и шва их сопряжения.

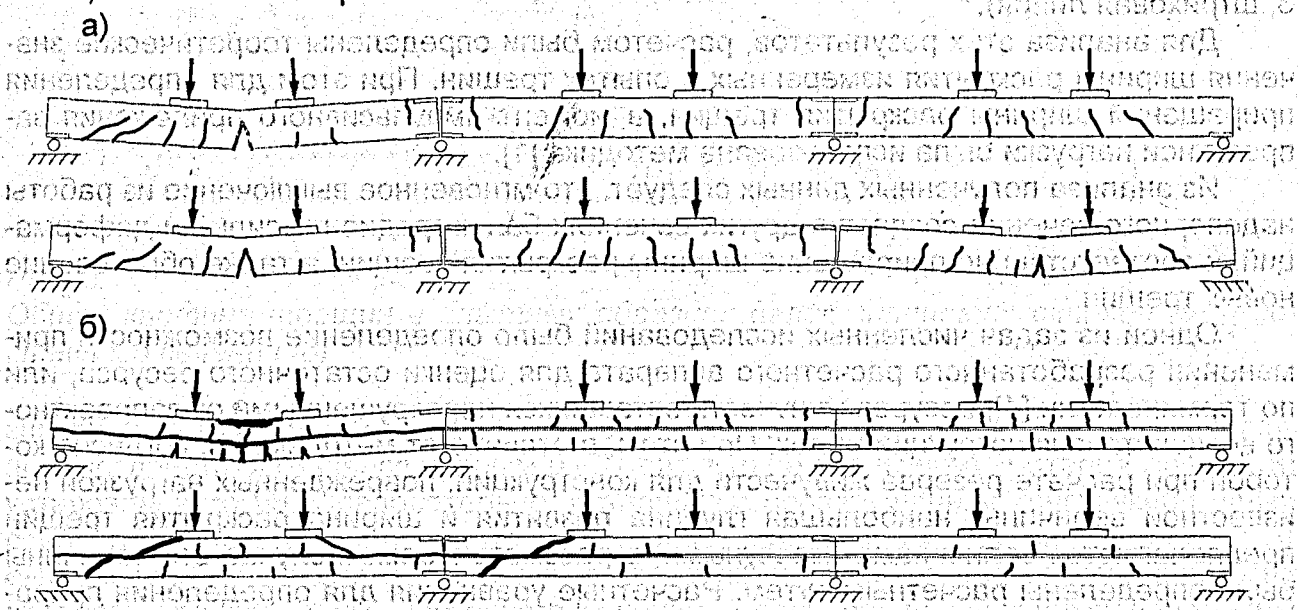


Рис. 2. Схемы разрушения конструкций неразрезных балок сплошного (а) и составного (б) сечения.

Экспериментальными исследованиями были установлены схемы разрушения железобетонных статически неопределимых балок обеих серий (рис. 2). Так, для балок сплошного сечения, при мгновенном разрушении сечения над одной из промежуточных опор, получены схемы разрушения:

- разрушение крайнего, наиболее нагруженного пролета вследствие влияния динамического эффекта, с разрывом пролетной рабочей арматуры;
- разрушение крайнего пролета, далее, с задержкой в несколько секунд, разрушение сечения над второй промежуточной опорой и разрушение второго крайнего пролета, т.е. лавинообразное разрушение всей балки.

При аналогичной запроектной нагрузке для балок составного сечения получены следующие схемы разрушения:

- разрушение балок по шву сдвига, далее, из-за резкого уменьшения жесткости поперечных сечений и фактическом выключении из работы связей сдвига в шве, происходило дальнейшее разрушение по сжатому бетону в нормальном сечении нижнего, а затем и верхнего бруса составного стержня;
- разрушение балок второй серии также начиналось по шву сдвига и далее произошло мгновенное лавинообразное хрупкое разрушение крайнего, и наконец среднего пролетов по наклонным сечениям.

Примечательно и то, что наклонные трещины в составных балках не образовывались при нагружении проектной нагрузкой. Разрушение верхних и нижних брусьев проходило лишь после расслоения шва сдвига по мгновенно образовавшимся наклонным трещинам. Причем эти трещины в верхнем и нижнем брусев балок образовывались в разных наклонных сечениях.

При нагружении балок проектной, а затем после действия запроектной нагрузок, были измерены ширина раскрытия и глубина развития трещин во всех опытных конструкциях (рис. 3). Кроме того, в балках неразрушенных пролетов были зафиксированы новые трещины, образовавшиеся после запроектного воздействия (см. рис. 3, штриховая линия).

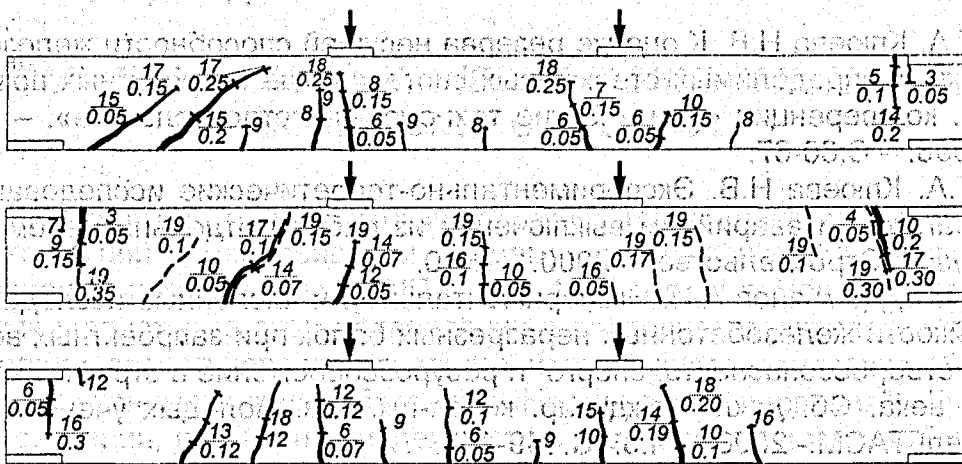
Для анализа этих результатов, расчетом были определены теоретические значения ширины раскрытия измеренных в опытах трещин. При этом для определения приращений ширины раскрытия трещин, в момент импульсивного приложения запроектной нагрузки была использована методика [1].

Из анализа полученных данных следует, что мгновенное выключение из работы надпорного сечения создает в других сечениях балок градиент усилий и деформаций, и соответственно приращение ширины раскрытия трещин, а также образование новых трещин.

Одной из задач численных исследований было определение возможности применения разработанного расчетного аппарата для оценки остаточного ресурса, или по терминологии [4], ресурса живучести оставшихся неразрушенными от запроектного воздействия конструкций балок. При этом, в отличие от методики [4], согласно которой при расчете резерва живучести для конструкций, поврежденных нагрузкой неизвестной величины, наибольшая глубина развития и ширина раскрытия трещин предполагаются величинами известными, в рассматриваемом случае эти величины были определены расчетным путем. Расчетные уравнения для определения приращений динамических напряжений в сечениях железобетонной балки приняты по работе [2].

С использованием разработанного алгоритма по определению резерва живучести элементов конструктивной системы после запроектных воздействий [3], была выполнена оценка остаточного ресурса оставшихся не разрушенными после испытаний балок. В качестве примера приведем результаты расчета резерва живучести балки среднего пролета первой серии. Получены следующие расчетные параметры: ширина раскрытия трещин (a_{cr}) до и после запроектного воздействия соответственно составила 0,096 и 0,178. Опытные значения этих величин имели соответственно

a)



б)

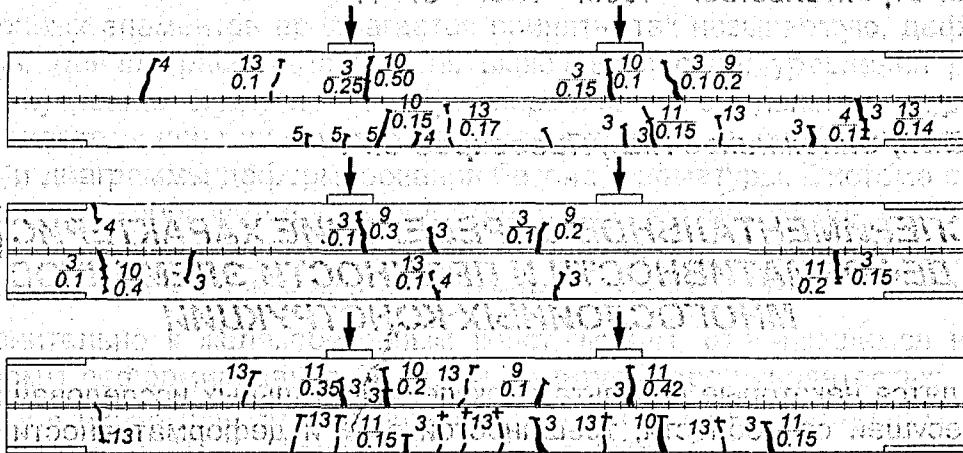


Рис. 3. Общая картина трещин в опытных образцах балок сплошного сечения (а) и составного сечения (б)

значения 0,08 и 0,15 мм. Резерв живучести рассматриваемой балки после запроектного воздействия оказался равным 0,891 бит, что не превышает критерия живучести установленного [4]. Следовательно, оставшаяся неразрушенная конструкция балки среднего пролета балки находится в неудовлетворительном состоянии и она может быть использована для дальнейшей эксплуатации только после ее усиления. Для среднего пролета балки составного сечения второй серии названные параметры имели следующие значения $a_{ср}$: расчетные 0,26 и 0,45 мм, опытные — 0,21 и 0,36 мм, резерв живучести — 0,423 бит. Таким образом, согласно критерия [4], конструкция балки в результате запроектного воздействия получила недопустимые повреждения и восстановлению не подлежит.

Существенные расхождения опытных и расчетных значений $a_{ср}$, а следовательно и приращений $a_{ср}$ от запроектных воздействий для балок составного сечения, свидетельствуют о необходимости уточнения методики деформационного расчета таких конструкций в запредельных состояниях.

ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гениев Г.А. Ключева Н.В. К оценке резерва несущей способности железобетонных статически неопределимых стержневых систем после запроектных воздействий// Сб. докл. конференции «Критические технологии в строительстве». – М.: Изд-во МГСУ, 1998. – С.60-67.
2. Гениев Г.А. Ключева Н.В. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов// Известия вузов. Строительство. – 2000. – №10.
3. Ключева Н.В., Демьянов А.И. Экспериментальные и численные исследования трещиностойкости железобетонных неразрезных балок при запроектных воздействиях.// Качество, безопасность, энерго- и ресурсосбережение в строительстве на пороге XXI века. Сб. докл. междунар. конф.-шк.-сем. молодых ученых- Белгород: Изд-во БелГТАСМ.- 2000. – Ч.3.- С.149-155.
4. Скоробогатов С.М. Рекомендации по определению резерва живучести для железобетонных конструкций, поврежденных нагрузкой неизвестной величины// Известия вузов. Строительство. – 1988. – №6. – С.4-7.

УДК 624.074.4

Колчунов В.И., Сапожников П.В., Пивоваров С.А.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМАТИВНОСТИ И ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Приводятся некоторые результаты экспериментальных исследований по определению несущей способности, трещиностойкости и деформативности элементов многослойных бетонных и железобетонных конструкций. Для определения опытных значений модуля сдвига материала среднего конструктивного изоляционного слоя многослойных конструкций, трещиностойкости и несущей способности контактной зоны двух бетонов при сдвиге конструкций из различных бетонов были испытаны специально разработанные образцы.

Наружные элементы трехслойных образцов выполнялись из тяжелого бетона, внутренний – из легкого бетона. Двухслойные образцы также включали два вида бетона. Для определения характеристик прочности по контакту различных бетонов на срез и растяжение были использованы также образцы трехэлементных бетонных балочек, средний элемент которых выполнялся из легкого бетона, крайние – из тяжелого.

При проведении испытаний применялась автоматизированная система исследования строительных конструкций (АСИК), разрабатываемая с участием авторов в рамках гранта РААСН. Система АСИК обеспечивает проведение физического эксперимента в диалоговом режиме. Разработанный и реализованный в аппаратно-программной системе подход предоставляет исследователю не только средства экспериментального подтверждения достоверности предлагаемой математической модели, описывающей исследуемый объект, но и возможность непосредственно видоизменять и оптимизировать внешние параметры проводимого физического эксперимента. Это позволяет существенно снизить число экспериментальных образцов без изменения надежности эксперимента и значительно расширить диапазон вариабельности изучаемых параметров.

ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЕКТУ СНБ 5.03.01

Стремление к гармонизации отечественных норм проектирования железобетонных конструкций с Европейскими нормами, впервые широко прозвучавшее на сессии Национального Комитета ФИП-ЕКБ в 1991 году в г. Новополоцке, и работа ученых и специалистов в этом направлении в последнее десятилетие прошедшего века позволили создать проект основного нормативного документа (СНБ 5.03.01 "Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования"). Кроме требований гармонизации, повышения надежности и долговечности железобетонных конструкций, проект СНБ учитывает последние экспериментально-теоретические данные в области железобетона.

В проекте СНБ в качестве базовой расчетной модели нормального сечения железобетонных элементов предлагается принять, так называемую, деформационную модель. Данная расчетная модель включает в себя: уравнения равновесия внешних и внутренних сил, условие деформирования нормального расчетного сечения в виде гипотезы плоских сечений для усредненных значений относительных деформаций и диаграммы деформирования бетона и арматуры. Система определяющих уравнений преобразуется к разрешающим уравнениям, которые решаются шагово-итерационными методами, в основе которых лежат различные модификации метода упругих решений применительно к бетону и железобетону [1].

Применительно к железобетонным конструкциям, отличающимся нелинейностью диаграмм деформирования бетона и арматуры, трещиноватостью бетона деформационная расчетная модель описана в работах Дыховичного А.А. 1978г. [2], Леонгардта Ф. 1980г. [3], Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. 1982г. [4], Ильина О.Ф., Гвоздева А.А., 1984г. [5], Гущи Ю.П., Лемыша Л.Л. 1985г. [6], Карпенко Н.И., Мухамедиева Т.А., Сапожникова М.А. 1987г. [7], Байкова В.Н., Додонова М.И., Расторгуева Б.С. 1987г. [8] и др.

Для реализации деформационной расчетной модели нормального сечения железобетонных элементов в Полоцком государственном университете разработана программа расчета БЕТА. Программа позволяет производить расчет параметров напряженно-деформированного состояния, ширины раскрытия трещин в нормальном сечении на любом этапе нагружения железобетонных элементов произвольного поперечного сечения и армирования (в т.ч. с учетом предварительного напряжения) при любом виде напряженно-деформированного состояния (сжатие, растяжение, изгиб, косоое внецентренное сжатие, косоой изгиб), а также подбор площади поперечного сечения рабочей продольной арматуры (рис. 1).

С помощью названной программы можно получить зависимость "момент-кривизна" для расчета статически неопределимых конструктивных систем с учетом переменных жесткостных характеристик и зависимость предельных значений "продольное усилие-момент" для проектирования внецентренно нагруженных железобетонных элементов. Сопоставление результатов расчета нормального сечения железобетонных элементов по проекту СНБ с использованием программы БЕТА с результатами расчета по СНиП 2.03.01-84*[9] показывает удовлетворительную сходимость (рис. 2).

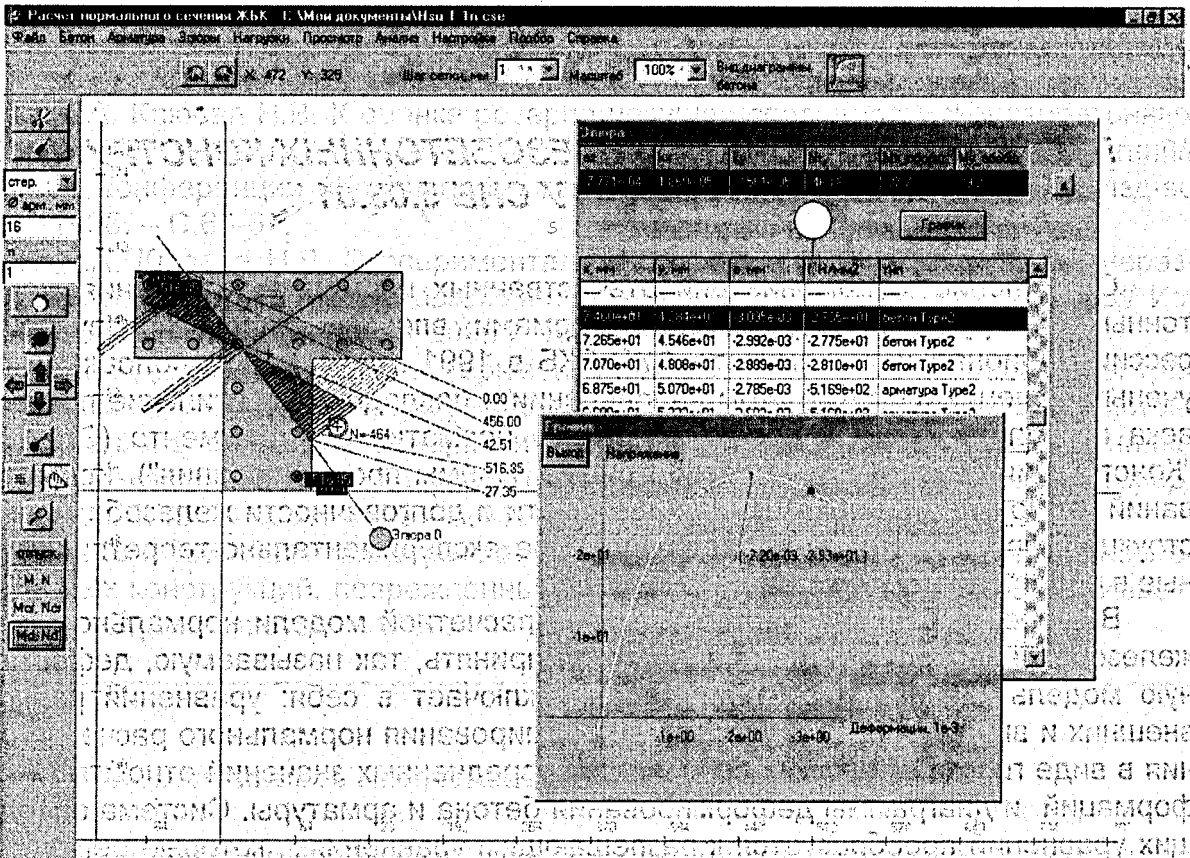


Рис. 1.
Главное окно программы БЕТА

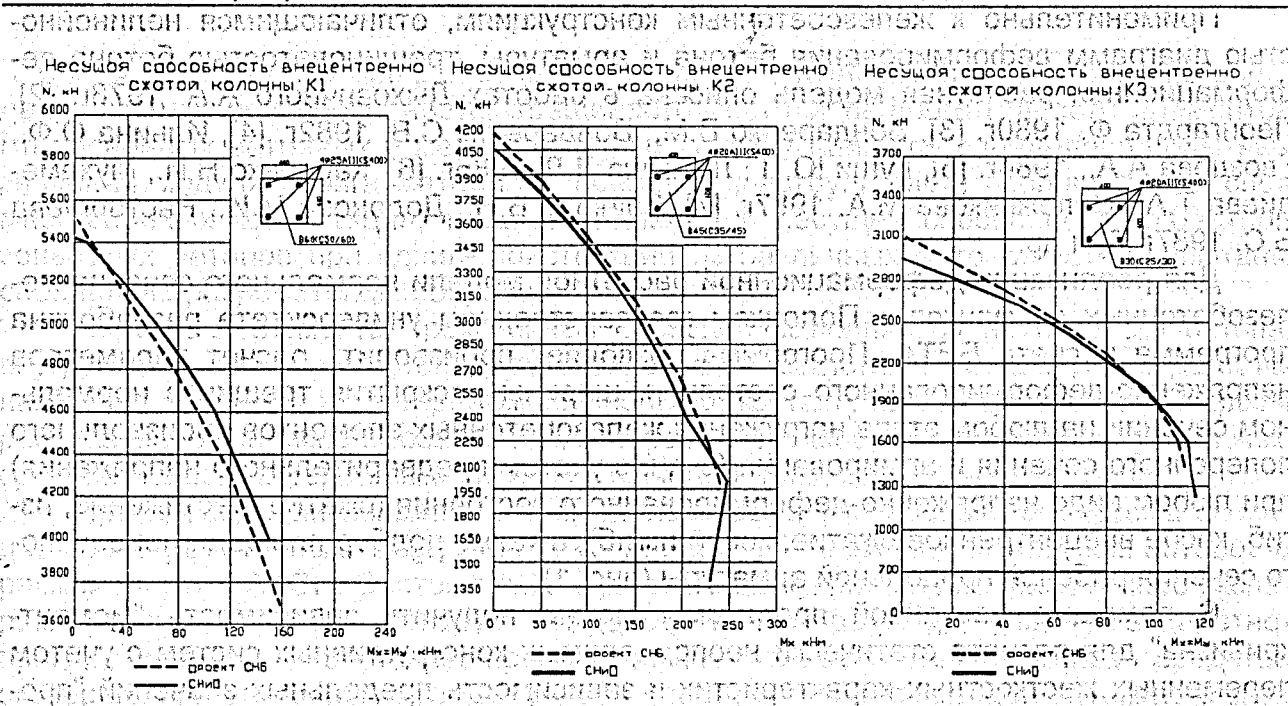


Рис. 2.
Сопоставление результатов расчета по СНиП 2.03.01-84* и проекту СНБ 5.03.01

Согласно требованию проекта СНБ в общем случае расчет стержневых систем должен рассматриваться с учетом физической нелинейности деформирования и реологических свойств материалов, продольного укорочения, особенностей пространственного деформирования конструкций. С целью решения поставленной задачи нелинейного анализа статически неопределимых железобетонных конструкций разработана программа **RADUGA**.

В программе реализован метод, по которому решение нелинейной задачи получается в виде последовательности решений линейных задач сходящихся к результату. Так как модель деформирования железобетона с трещинами является неаналитической, для решения линейной задачи был выбран один из дискретных методов строительной механики – метод конечных элементов.

Метод конечных элементов позволяет эффективно решать самые различные задачи в области расчетов строительных конструкций. При этом он допускает введение расчетных схем сложной геометрической конфигурации, назначение любых граничных условий, введение в расчет элементов с различными физическими и геометрическими характеристиками. Метод конечных элементов является сеточным методом, предназначенным для решения задач микроуровня, для которого модель объекта задается системой дифференциальных уравнений в частных производных с заданными краевыми условиями.

Поскольку для формирования матрицы жесткости элемента для решения задачи по методу конечных элементов необходимы жесткостные характеристики сечений, а жесткость железобетонного элемента является величиной переменной и зависит от величины внутренних усилий, то их получают путем импорта из программы **БЕТА**.

При расчете конструкций по нелинейной модели процесс нагружения удобно разбивать на отдельные этапы. Деление на этапы может соответствовать реальным изменениям режима нагружения конструкции или быть условным. Отличительной особенностью этапа нагружения является то обстоятельство, что за исходную точку принимается состояние конструкции в конце предыдущего этапа и расчет осуществляется в конечных приращениях относительно этого состояния.

Для любого вектора внешней узловой нагрузки $\{L\}$ на k -м этапе нагружения в расчет вводится вектор приращения нагрузки:

$$\{\Delta L\} = \{L\} - \{\bar{L}\}_{k-1}$$

где $\{\bar{L}\}_{k-1}$ – вектор внешней узловой нагрузки в конце предыдущего этапа нагружения.

В результате нелинейного расчета определяется поле приращений узловых перемещений по сравнению с полем узловых перемещений в конце предыдущего этапа $\{\bar{V}\}_{k-1}$:

$$\{\Delta V\} = \{V\} - \{\bar{V}\}_{k-1},$$

где $\{V\}$ – поле текущих узловых перемещений.

Таким образом, при расчете конструкции в приращениях на некотором этапе нагружения глобальная матрица жесткости связывает вектора узловых перемещений и внешней узловой нагрузки относительно начала этапа:

$$[K]\{\Delta V\} = \{\Delta L\}$$

В качестве способа организации нелинейного вычислительного процесса в пределах этапа принят метод переменных параметров упругости. Он заключается в использовании "секущих" коэффициентов упругости с начальной точкой в конце предыдущего этапа нагружения при построении глобальной матрицы жесткости на

итерации. Все необходимые данные для построения матриц жесткости определяются в программе **БЕТА** и передаются в программу **RADUGA** путем формирования файла, содержащего множество решений.

Количество этапов нагружения, соответствующее требуемой точности, определяется следующим образом:

1. первоначально осуществляется итерационный расчет с минимальным количеством шагов (напр., три этапа нагружения);

2. осуществляется новый итерационный расчет, в котором количество этапов нагружения увеличивается умножением предыдущего значения на некоторый коэффициент, устанавливаемый пользователем (напр., два);

3. сравниваются два предыдущих результата на соответствие последнего заданной точности, если точность не обеспечивается, осуществляется новый итерационный расчет с большим количеством этапов нагружения до тех пор, пока не выполнится условие требуемой точности.

Подобный макроитерационный алгоритм требует значительных затрат машинных ресурсов, но практически всегда сходится и обеспечивает заданную точность расчета. Как показал анализ, для определения напряженно-деформированного состояния большинства строительных объектов с погрешностью менее 0.5% обычно достаточно трех макроитераций расчета. Если перемещения элементов конструкций от действия нагрузки достаточно велики, т.е. значительно превышают допустимые, сходимость итерационного процесса резко снижается и объем вычислений возрастает в несколько раз.

В программе рассматриваются геометрически нелинейные эффекты двух видов, вызванные:

1. приобретением и увеличением эксцентриситетов действующих в элементах продольных сил;

2. искривлением и продольными деформациями осей и срединных поверхностей элементов, вызывающих изменение расстояний между узлами (рис. 3).

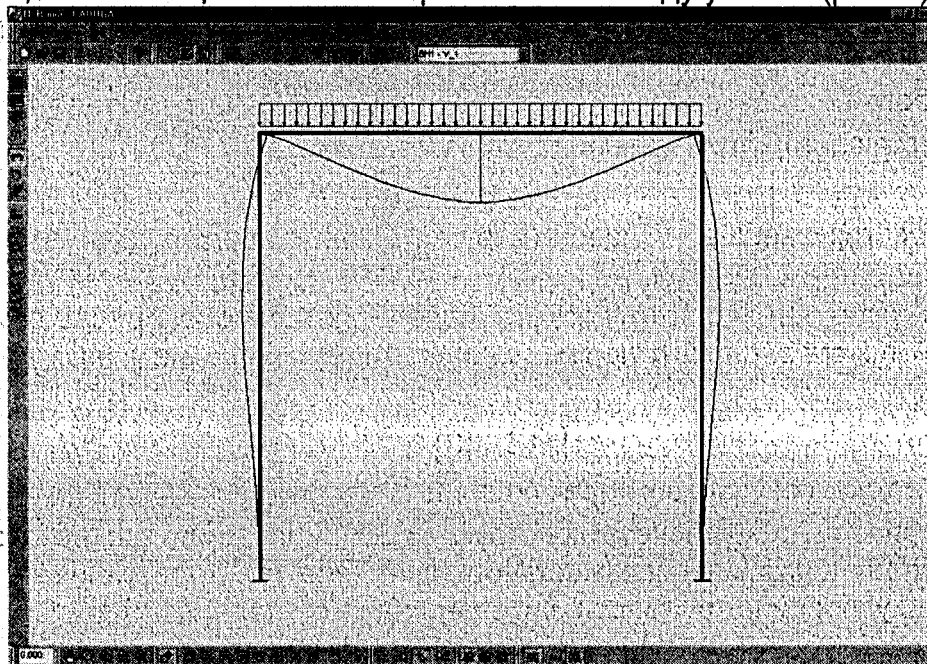


Рис. 3. Окно программы **RADUGA** с примером расчета П-образной рамы с учетом геометрической нелинейности

После принятия проекта СНБ программы БЭТА и RADUGA могут быть использованы проектными и научно-исследовательскими организациями для решения широкого круга задач. Программы предоставляют возможность проектировщику выбор расчета на основе следующих моделей: линейно-упругой, физически нелинейной, геометрически нелинейной или их комбинации. Интерфейс программ построен на принципах, делающих его простым и эффективным в использовании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона.-М.:Стройиздат, 1996.-С.5.
2. Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции.- Киев: Будівельник, 1978.- 104с.
3. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон/ Пер. с нем. В.Н. Гаранина.- М.:Стройиздат, 1983.-С.169-172.- Перевод изд.:Spannbeton/ F. Leonhardt.- Springer- Verlag.-1980.
4. Бондаренко В.М.; Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.- М.: Стройиздат, 1982.-287 с.
5. Ильин О.Ф., Гвоздев А.А., Семенов П.П. Сопротивление кратковременному действию нагрузки железобетонных элементов произвольной формы из разных бетонов и классов арматуры при простом и косом изгибе и внецентренном сжатии// Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. Сб. научн. тр. Под ред. С.М. Крылова и И.К. Белоброва.- М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1984.-С.3-16.
6. Гуца Ю.П., Лемыш Л.Л. Расчет деформаций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях// Бетон и железобетон.-1985.-№1.
7. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций.-М.:НИИЖБ,1987.
8. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям. - Бетон и железобетон.-1987.-№5.-С.16-18.
9. СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции: Нормы проектирования". - М.: ЦИТП, Стройиздат, 1989-80с.
10. Ярин Л.И. К решению физически нелинейных задач для железобетонных пластин с учетом трещин. В сб. трудов. Совершенствование методов расчета статически неопределимых конструкций железобетонных конструкций.- М.: НИИЖБ, 1987.- С. 56-65.

УДК 624.012.45

Лешкевич О.Н., Соловьев Д.С.

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТЕ СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Разбиение области на конечные элементы – важный этап в расчете конструкции по методу конечных элементов, от которого во многом зависит точность получаемых результатов. Разбиение производят в несколько этапов, сначала область разбивают на достаточно крупные подобласти (подконструкции), границы между ко-

торыми проходят там, где изменяются свойства материала, геометрия, приложенная нагрузка и пр. Затем каждая подобласть разбивается на конечные элементы.

В общем случае, железобетонный элемент работающий на косое внецентренное сжатие может иметь различную жесткость сечений по длине. Изгибная жесткость может существенно изменяться в зависимости от изменений напряженного состояния сечения, т.е. зависит от высоты сжатой зоны, напряжения в бетоне и арматуре, наличия нормальных трещин и т.д. Для формирования матрицы жесткости системы необходимо использовать некие единые жесткостные характеристики элемента, однако, действительные характеристики элемента различны на разных участках. Решением этой проблемы является разбиение элемента по длине с определенным шагом на элементарные стержневые элементы, в пределах которых жесткость изменяется монотонно по известному закону. В таком случае, для формирования матрицы жесткости всей системы будут использованы усредненные по длине жесткостные характеристики элементарных железобетонных элементов.

Касательные напряжения по поверхности арматуры приводят к изменению нормальных (осевых) напряжений арматуры элемента на участках между трещинами. За счет сил сцепления происходит постепенная передача усилий с арматуры на бетон и вовлечение такого бетона в работу конструкции. В железобетонных элементах с трещинами пластические деформации арматуры на участках между трещинами распределяются неравномерно – в трещине они достигают максимума, а с удалением от трещины затухают или вообще равняются нулю [1]. Использование классических методов строительной механики для разбиения железобетонного стержня на конечные элементы не корректно, т.к. не учитываются особенности деформирования железобетона с трещинами. Разбиение по длине стержня должно осуществляться с учетом предполагаемого характера образования трещин. Поскольку деформационный метод расчета железобетонных сечений использует гипотезу плоских сечений, жесткость фрагмента сечения может быть определена достаточно точно только для некоторого "размытого" участка элемента, включающего в себя трещины и блоки между трещинами.

По методикам, как СНиП 2.03.01-84*, так и проекта СНБ 5.03.01, напряжения в растянутой арматуре на участке между трещинами определяются на основании деформаций растянутого бетона с учетом неравномерности распределения деформаций арматуры по длине участка. Тем самым нормами проектирования принято, что жесткость блока между трещинами есть функция непрерывная и, следовательно, можно найти ее некое усредненное значение по длине участка.

Предлагается разбивать железобетонные стержни переменной жесткости по длине на конечные элементы постоянной жесткости или с жесткостью изменяющейся по длине элемента по известному закону. Таковыми могут быть участки конструкции, расположенные между нормальными трещинами. Предполагается, что расстояние между трещинами и ширина их раскрытия непосредственно связано с шагом поперечных стержней сварных каркасов и сеток. Данное предположение основано на анализе напряженно-деформированного состояния сварного узла соединения продольной и поперечной арматуры в растянутой зоне изгибаемого элемента и подтверждается работами ряда зарубежных авторов.

В работах Nawy E. G. [6, 7] указывается, что при испытании железобетонных плит, армированных сварными проволочными сетками, трещины образовывались вдоль поперечных стержней. Шаг трещин и ширина их раскрытия имели функциональную зависимость от расстояния между поперечными стержнями сварной проволочной сетки. Автор предложил пределы применения данной зависимости, исходя из имеющихся данных – шаг стержней 100-150 мм.

Теория Тепферса, рассматриваемая в статьях Esfahani M. Reza и Rangan B. Vijaya [4, 5], описывает трещинообразование вблизи арматурного стержня. Краткая суть теории - толстый слой не расколотого бетона лишает свободы распространения трещины и сопротивляется разрушающему напряжению, исходящему в радиальном направлении от стержня под углом « α ». В статье используется отношение C/d и указывается, что данное соотношение оказывает прямое влияние на величину усилия в арматурном стержне, при котором происходит образование трещин раскалывания, C - наименьшее расстояние от края арматурного стержня до грани железобетонного элемента, d - диаметр арматурного стержня.

В работах Bartoletti J. Stacy и Jirsa O. James [3] исследовано поведение железобетонных конструкций с арматурой, покрытой антикоррозионным составом в виде эпоксида. Рассматривался вопрос анкеровки сварных проволочных сеток, с покрытием эпоксидом и без покрытия. Для изготовления сварных проволочных сеток применялась арматура малых диаметров. По результатам испытаний плит на изгиб сделано заключение, что покрытие эпоксидом не влияет существенно на поведение плит. Плиты, с покрытыми эпоксидом сварными проволочными сетками имели такие же прогибы и несущую способность, как и плиты с непокрытыми сварными проволочными сетками. Таким образом, ухудшение сцепления не имело существенного влияния на поведение железобетонных конструкций. На основании полученных данных, авторы статьи внесли предложение в нормы проектирования США об изменении коэффициентов, увеличивающих длину анкеровки стержней покрытых эпоксидом с 1.5 на 1.0.

В работах Мурашова и Залесова, на которых и основана методика расчета СНиП 2.03.01-84* по предельным состояниям второй группы, указывается, что напряжения в продольной арматуре растянутых и изгибаемых элементов по мере удаления от берега трещины уменьшается по логарифмическому закону (рис. 1).

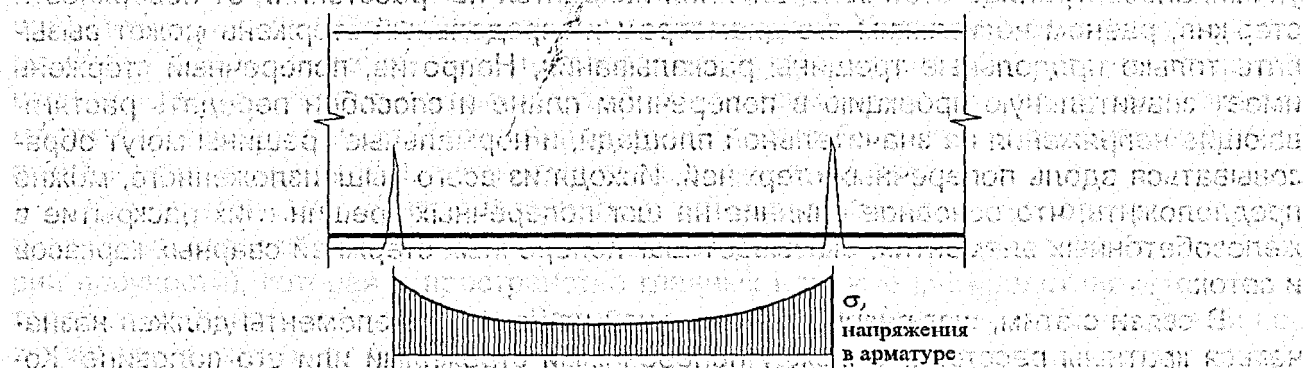


Рис. 1. Распределение напряжений в арматуре на участке между трещинами

При наличии приваренных к продольной арматуре поперечных стержней распределение напряжений в продольной арматуре меняется. В месте расположения поперечного стержня происходит резкое перераспределение напряжений с продольной арматуры на бетон и эпюра напряжений в продольной арматуре принимает иной вид (рис. 2). Таким образом, логично предположить, что при применении в изгибаемых железобетонных элементах арматуры в составе сварных каркасов и сеток, трещины образуются в основном в месте расположения поперечных стержней.

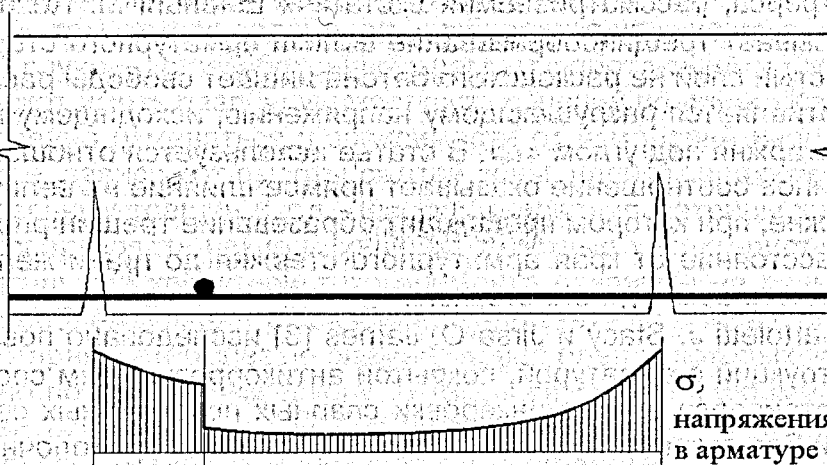


Рис. 2.

Распределение в продольной арматуре на участке между трещинами при наличии поперечного стержня

Как показали экспериментальные исследования [2], первые нормальные трещины, могут появляться в произвольном месте. В дальнейшем трещины образуются в тех местах, где на бетон передается достаточное растягивающее напряжение арматурой. Очевидно, что продольный стержень не может передать на бетон напряжения на значительном расстоянии от своей грани. Продольный стержень имеет малую проекцию в поперечном плане железобетонного элемента и оказывает существенное влияние на бетон лишь на незначительной площади. Как уже упоминалось, граница этой зоны влияния находится на расстоянии от поверхности стержня, равном нескольким его диаметрам и продольный стержень может вызывать только продольные трещины раскалывания. Напротив, поперечный стержень имеет значительную проекцию в поперечном плане и способен передать растягивающие напряжения на значительной площади, и нормальные трещины могут образовываться вдоль поперечных стержней. Исходя из всего вышеизложенного, можно предположить, что основное влияние на шаг поперечных трещин и их раскрытие в железобетонных элементах, оказывает шаг поперечных стержней сварных каркасов и сеток.

В связи с этим, шаг разбиения стержней на конечные элементы должен назначаться кратным расстоянию между поперечными стержнями или его половине. Конечный элемент может быть выделен из блока между трещинами или из группы смежных блоков. Например, если в балке шаг поперечных стержней в пролете 500 мм, а вблизи опор 250 мм, то для расчета длина участков разбиения может быть принята равной 250, 500 или 1000 мм. Очевидно, чем меньше шаг разбиения, тем выше точность аппроксимации функции жесткости по длине элемента, однако оптимальный размер конечного элемента будет равен шагу поперечных стержней, дальнейшее его дробление не приведет к значительному повышению точности расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976.- 208с.
2. Лешкевич О.Н., Соловьев Д.С. Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов с холоднодеформированной арматурой // Инженерные проблемы

- строительства и эксплуатации сооружений: сборник научных трудов; под ред. Д.Н. Лазовского. – Минск: УП «Технопринт», 2001. – С. 247-251
3. Bartoletti J. Stacy, Jirsa O. James. Effect of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric. ACI Structural Journal, V92, November-December 1995, pp. 757-764.
 4. Esfahani M. Reza, Rangan B. Vijaya. Local Bond Strength Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC). ACI Structural Journal, V95, May-June 1998, pp. 272-279.
 5. Esfahani M. Reza, Rangan B. Vijaya. Local Bond Strength Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC). ACI Structural Journal, V95, March-April 1998, pp. 96-106.
 6. Mason A. P. and Nawy E. G. Discussion of the paper by Edward G. Nawy. Flexural cracking in two-way concrete slabs reinforced with high strength welded wire fabric, ACI Structures, 1965, V62, pp. 193-195.
 7. Nawy E. G. Flexural cracking in two-way concrete slabs reinforced with high strength welded wire fabric, ACI Structures, 1964, V61, pp. 997-1007.

УДК 624.016.5

Лушка Л.К., Черкасов Д.В.

РОЛЬ СДВИГА БЕТОНА В СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАЗРУШЕНИЮ

Бетон, как определяющий компонент сечений железобетонных элементов в процессе их нагружения, а иногда и производства (для преднапряженных конструкций), подвергается действию многоосных напряжений. Учитывая то, что бетон весьма чувствителен к воздействию шарового тензора напряжений, влияние сложного напряженного состояния на прочность бетона весьма существенно. Оно, в зависимости от направления действия напряжений, может быть как положительным (повышать прочность бетона), так и отрицательным - ее снижать.

Как известно, прочность материала в точке для произвольных однородных напряженных состояний определяется функцией предельных напряжений (т. н. критерий прочности), которая в пространстве главных напряжений представляется некоторой предельной поверхностью. Для плотных тяжелых бетонов эта предельная поверхность может быть представлена двумя сопряженными неротационными гиперболоидами [1].

Из теории напряжений известно, что сдвиг относится к плоскому напряженному состоянию, когда на элементарный объем материала действуют два равные по величине и противоположные по знаку главные напряжения, приложенные к главным площадкам. По площадке чистого сдвига при этом действуют только касательные напряжения, равные по модулю главным напряжениям. В этом случае имеем напряженное состояние чистого сдвига.

Прочность бетона при чистом сдвиге в соответствии с гиперболическим критерием прочности [1] представляется зависимостью

$$R_{sh} = (5,42 R_t + 0,12 R_b) / 3 \sqrt{6} \quad (1)$$

где: R_t и R_b – пределы прочности бетона при одноосном растяжении и сжатии.

Численные значения прочности на сдвиг согласно (1) весьма близки к таковым, вычисленным по известной формуле Мора

полученной для линейной огибающей кругов напряжений. Например, для средних классов бетона (при $R_b / R_t = 10$) из формулы (1) получаем: $R_{sh} = 0,90R_t$, а из формулы (2): $R_{sh} = 0,91R_t$, откуда видно, что обе формулы дают очень близкие результаты.

Сопоставление расчетных значений по формуле (1) с результатами некоторых известных экспериментальных исследований помещено в табл. 1.

Из табл. 1 видно, что отклонения расчета от опыта в основном не превышают 10%. По формуле (2) эти отклонения были бы несколько большими. Следует отметить, что в реальных железобетонных конструкциях чистый сдвиг встречается сравнительно редко. Его можно наблюдать, например, при свободном кручении круглых бетонных или железобетонных стержней.

Гораздо чаще железобетонные конструкции подвергаются сдвигу со сжатием. Такое напряженное состояние возникает например в изгибаемых и сжато-изгибаемых железобетонных элементах.

Таблица 1.
Сравнение расчетных значений согласно формуле (1) с опытными данными

Автор опытов	R_b , МПа	R_t , МПа	R_{sh}^{exp} , МПа	R_{sh}^{cal}	$R_{sh}^{cal} / R_{sh}^{exp}$
Skudra	12,53	1,25	1,126	1,13	1,00
Bresler	21,00	2,10	1,590	1,89	1,19
	29,40	2,56	2,150	2,37	1,10
	40,90	2,97	2,680	2,86	1,06
Yamada	36,10	3,00	2,630	2,80	1,06
Mc-Henry	38,00	2,66	2,410	2,58	1,07
Carino	26,51	2,92	2,430	2,58	1,06

Сочетание чистого сдвига с напряженными состояниями одноосного или двухосного сжатия приводит к качественно новому напряженному состоянию - плоскому сдвигу. Когда на напряженное состояние чистого сдвига накладывается трехосное сжатие, то получаем объемный сдвиг. Таким образом, в общем случае необходимо различать по крайней мере три вида сдвига бетона в сечениях элементов железобетонных конструкций: чистый, плоский и объемный сдвиги [2]. Прочность бетона для указанных напряженных состояний оказывается существенно различной.

Рассмотрим пример объемного сдвига бетона. Такое напряженное состояние возникает в ядре трубобетонных элементов, подверженных одновременному кручению (чистый сдвиг) и осевому сжатию (трехосное цилиндрическое сжатие). Пусть имеем трубобетонные элементы круглого сечения со сплошным и полым бетонными ядрами.

Предельное состояние сплошного бетонного ядра центрально сжатого трубобетонного элемента можно оценить с помощью линеаризованной функции [3]:

$$\sigma_1 = R_b + K \sigma_3, \quad (3)$$

где: σ_1 - максимальное (осевое) предельное напряжение;

σ_3 - минимальное (боковое) предельное напряжение;

K - коэффициент эффективности влияния минимального напряжения на максимальное напряжение. Он может быть определен с помощью зависимости [4]:

... $K = 10 - 100 \sigma_3 / (R_b + 15\sigma_3)$... (4)

Переходя от главных напряжений к нормальным и касательным напряжениям, с помощью известных формул ...

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6)$$

(здесь, как и выше сжатие считаем положительным) из (3) получаем зависимость для расчёта прочности бетона при объёмном сдвиге:

$$R_{3sh} = \frac{\sqrt{R_b^2 + R_b(K-1)(\sigma_x + \sigma_y) + (K^2 + 1)\sigma_x\sigma_y - K(\sigma_x^2 + \sigma_y^2)}}{1 + K} \quad (7)$$

Прочность бетона при плоском сдвиге определяется зависимостью (7) при $\sigma_y = 0$:

$$R_{2sh} = \frac{\sqrt{R_b^2 + R_b(K-1)\sigma_x - K\sigma_x^2}}{1 + K} \quad (8)$$

При стремлении значения нормального напряжения к нулю, из (8) получаем формулу для определения прочности бетона при чистом сдвиге:

$$R_{sh} = R_b / (1 + K) \quad (9)$$

Нетрудно видеть, что зависимость (9) приводит к тем же результатам, что и формулы (1) и (2).

Рассмотрим зависимость (8). Геометрически она представляется эллипсом. Исследуя экстремум функции (8) из условия $dR_{2sh}/d\sigma_x = 0$, находим, что максимальное значение прочности бетона при плоском сдвиге достигается при $\sigma_x = 0,45R_b$. Оно численно составляет $R_{2sh} = 1,58R_b$. Это согласуется с другой известной формулой Мора

$$R_{sh} = 0,5 \sqrt{R_b R_t} \quad (10)$$

Таким образом, настоящим определяются области применения формул (2) и (10), что ранее не было известно.

Достоверность зависимости (7) рассмотрим в системе предельного состояния трубобетонного элемента, нагруженного крутящим моментом и продольной сжимающей силой. С этой целью решим уравнение (7) относительно осевого сжимающего напряжения, поменяв индексы:

$$\sigma_{bz} = \frac{R_b(K-1) + (K^2+1)\sigma_0 + \sqrt{R_b^2(K+1)^2 + 2R_b\sigma_0(K^3+K^2-K-1) + \sigma_0^2(K^2-1) - 4K(K+1)^2\tau_b^2}}{2K} \quad (11)$$

где: σ_0 — боковое давление стальной трубы в предельном состоянии, возникающее вследствие дилатации бетона перед разрушением; τ_b — касательное напряжение в бетоне от части крутящего момента, действующего на бетонное ядро

$$\tau_b = 16 M_{bt} / \pi d^3 \quad (12)$$

Анализ формулы (11) показывает, что она удовлетворяет граничным условиям: при $\sigma_0 = \tau_b = 0$ (одноосное сжатие) имеем $\sigma_{bz} = R_b$. Во-вторых, из (11) видим, что напряжение чистого сдвига $\tau_b > 0$ снижает прочность как одноосно (плоский сдвиг), так и трёхосно-сжатого бетона (объёмный сдвиг). В-третьих, относительное снижение прочности бетона за счет действия касательных напряжений при объёмном сдвиге значительно ниже, чем при плоском сдвиге вследствие наличия двух положительных

слагаемых под радикалом формулы (11), содержащих в качестве сомножителя боковое давление.

Зависимость для определения бокового давления сплошного бетонного ядра σ_0 можно найти, пользуясь методом [3]:

$$\sigma_0 = \frac{\sqrt{\sigma_y^2 - 4\tau_s^2} + \alpha R_b}{\alpha(K - 2\nu_b) - 1} \left[1 - \beta_s \frac{\alpha(K - 2\nu_b) - 1}{1 + \nu_s} \right], \quad (13)$$

где: τ_s — касательное напряжение за счёт действия части крутящего момента, приложенного к стальной оболочке (трубе).

$$\tau_s = 16M_{st} / [\pi D^3 (1 - d^4 / D^4)], \quad (14)$$

$$M_{st} = \alpha M_{stb} (\beta_s^4 - 1) / [1 + \alpha(\beta_s^4 - 1)], \quad (15)$$

M_{stb} — полный крутящий момент, приложенный к элементу,

$\alpha = E_s / E_b$ — отношение модулей упругости,

ν_b, ν_s — коэффициенты Пуассона бетона и стали, принимаемые равными 0,5 в предельном состоянии,

β_s — отношение наружного диаметра стальной трубы к внутреннему.

Несущую способность трубобетонного элемента круглого сечения, нагруженного осевой сжимающей силой и крутящим моментом можно вычислить по формуле

$$N_{sb} = A_b \sigma_{bz} + A_s \sigma_{sz}, \quad (16)$$

где σ_{sz} — осевое расчётное сопротивление стальной трубы, нагруженной внутренним давлением бетонного ядра и крутящим моментом

$$\sigma_{sz} = \sqrt{\sigma_y^2 - 4\tau_s^2} - \sigma_0 \beta_s / (\beta_s^4 - 1) \quad (17)$$

Сравнивая представленный метод расчёта с методом [3] легко видеть, что наличие сдвига (кручения) на сжатый трубобетонный элемент снижает его несущую способность на сжатие. Аналогичный результат получаем и для полых сжато-скручиваемых трубобетонных элементов [5]. Однако обратное влияние (осевого сжатия на несущую способность при кручении) получается неоднозначным. Рассмотрим это на основе анализа экспериментальных данных.

Экспериментальные исследования трубобетонных образцов на сжатие с кручением производились на специально разработанном и изготовленном устройстве согласно изобретению [6]. Основные экспериментальные результаты этих исследований показаны на рис.1 в виде опытных точек. Штриховая линия нанесена как осреднённая опытная кривая. Из рис.1 видно, что кручение снижает осевое продольное предельное усилие и, наоборот, небольшая продольная сила повышает предельный крутящий момент. В результате получаем кривую зависимости предельных усилий, напоминающую соответствующую кривую для сжато-изогнутых железобетонных стержней.

Стальная труба и бетонное ядро в трубобетонном элементе работают совместно и являются статически неопределимой системой. Кроме того они находятся в сложном напряжённом состоянии. Поэтому техника эксперимента не позволяет опытным путём измерить величину действующих напряжений в составляющих трубобетонного элемента при его нагружении. Однако разработанная методика расчёта [3, 4, 5] даёт возможность вычислить все компоненты напряжённого состояния бетонного ядра и стальной трубы. Достоверность расчёта при этом проверяется интегральными показателями — сходимостью значений расчётных усилий с опытными. Ниже, в табл. 2, приведены основные механические показатели испытанных полых трубобетонных элементов (опыты к.т.н. Д.В.Черкасова и аспиранта Хассана).

N_{sb}/N_{sby} ...

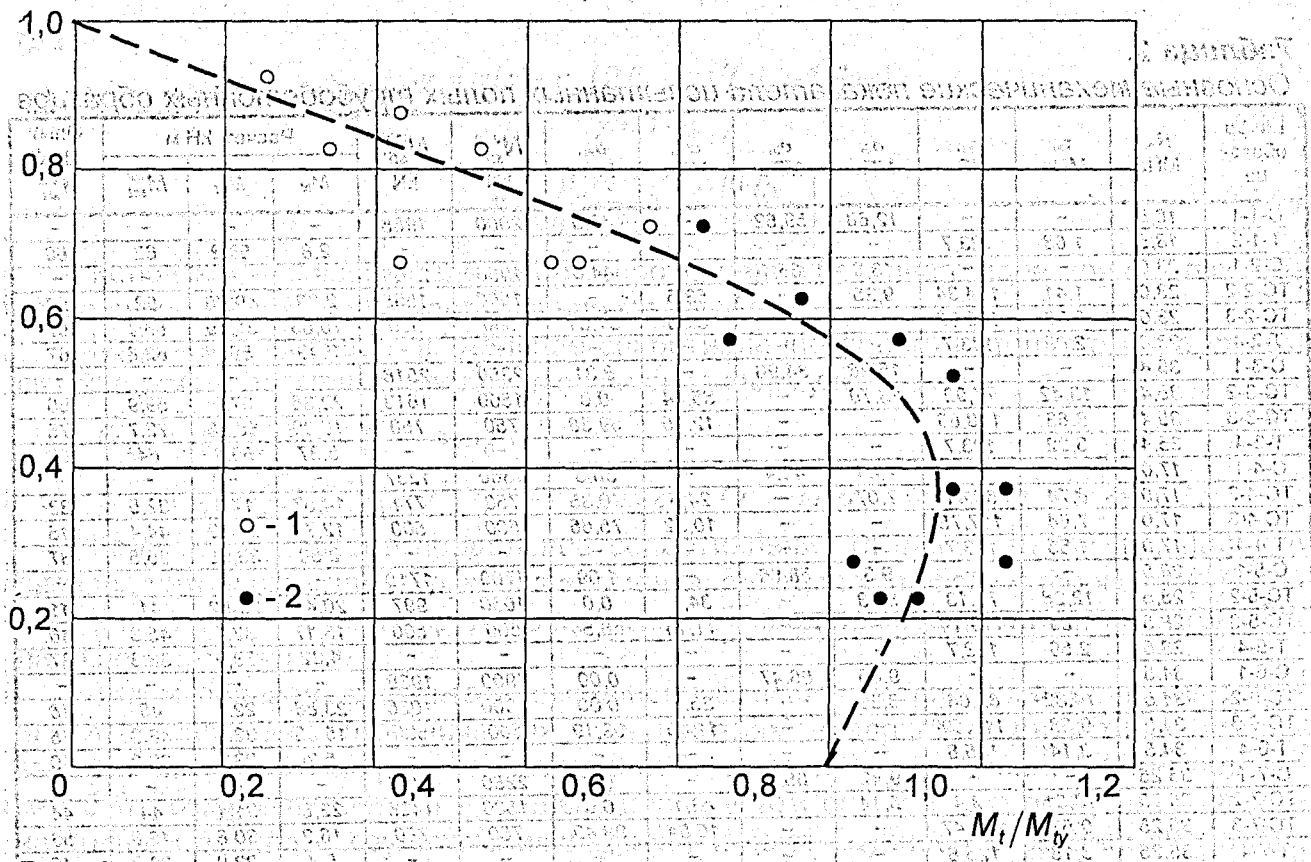


Рис. 1. Зависимость между опытными относительными предельными усилиями. 1 – опыты асп. Исмаила, 2 – опыты к. т. н. Черкасова и асп. Хассана

При анализе данных табл. 2 следует иметь в виду, что последние четыре образца, начиная с С-7-1 имели сплошное бетонное ядро.

Анализ табл. 2 показывает, что предельное сопротивление сдвигу (колонка: 3) было существенно разным при чистом кручении (образцы с индексом Т) и при сжатии с кручением (образцы с индексом ТС). В первом случае имеем чистый сдвиг, во втором – объёмный сдвиг. Различие достигает более чем четырёхкратной величины. Это обстоятельство имеет очень большое практическое значение, что видно из практики эксплуатации железобетонных инженерных сооружений.

Если рассмотреть последствия двух примерно одинаковых по силе землетрясений (в США 1933 г. и в Японии 1995 г.), то можно заметить существенную разницу в разрушениях и причинённом ими материальном и социальном ущербе. В США разрушения были незначительными. Причина этого кроется в том, что американские эксплуатационные службы уже десятки лет занимаются реконструкцией сильно нагруженных зданий и сооружений. Главной целью реконструкции является усиление опор мостов, путепроводов, эстакад и железобетонных колонн нижних этажей высотных зданий. Усиление производится с помощью стальных рубашек, пространство между которыми и телом железобетонной опоры заполняется самоуплотняющимся бетоном. Другими словами железобетонную опору превращают в сталежелезобетонную. В результате при горизонтальных (самых опасных) сейсмических толчках работа бетона из условий плоского сдвига переводится в объёмный сдвиг и сопротивление опор горизонтальным сейсмическим воздействиям существенно повышается.

ется. Японские инженеры этого не сделали, поэтому последствия аналогичного по силе Японского землетрясения были катастрофическими.

Таблица 2.

Основные механические показатели испытанных полых трубобетонных образцов

Шифр образца	R_b , МПа	τ_b , МПа	τ_s , МПа	σ_b , МПа	σ_b , МПа	σ_{bz} , МПа	σ_{sz} , МПа	N_{sb}^{exp} , кН	N_{sb}^{cal} , кН	Расчет, кН·м			Опыт кН·м M_{sbt}^{exp}
										M_{bt}	M_{st}	M_{sbt}^{cal}	
C-1-1	18,5	-	-	12,68	59,62	-	49,0	2000	1966	-	-	-	-
T-1-2	18,5	1,68	123,7	-	-	-	-	-	-	2,8	59,2	62	60
C-2-1	23,0	-	-	13,0	65,1	-	44,0	1950	2105	-	-	-	-
ТС-2-2	23,0	1,41	104,34	9,35	-	53,6	-	1500	1565	2,38	49,66	52	52
ТС-2-3	23,0	6,37	120,99	-	-	8,96	51,51	500	500	10,63	57,39	68,1	67
T-2-4	23,0	2,09	123,7	-	-	-	-	-	-	3,49	59,2	62,6	67
C-3-1	35,4	-	-	15,28	84,96	-	8,31	2350	2516	-	-	-	-
ТС-3-2	35,4	13,42	77,92	13,79	-	55,44	0,0	1500	1613	22,38	37,6	59,9	60
ТС-3-3	35,4	9,83	118,66	-	-	12,75	69,88	750	750	16,39	56,28	72,7	75
T-3-4	35,4	3,22	123,7	-	-	-	-	-	-	5,37	59,1	64	67
C-4-1	17,0	-	-	7,84	42,4	-	38,5	1300	1237	-	-	-	-
ТС-4-2	17,0	8,74	66,41	7,07	-	24,6	20,35	750	771	14,57	17,9	32,5	33
ТС-4-3	17,0	7,64	117,75	-	-	10,32	75,66	500	500	12,74	31,72	44,4	45
T-4-4	17,0	1,55	123,7	-	-	-	-	-	-	2,58	33,95	36,5	37
C-5-1	28,5	-	-	9,3	58,66	-	1,09	1700	1710	-	-	-	-
ТС-5-2	28,5	12,28	76,13	8,13	-	34,1	0,0	1000	997	20,48	20,52	41	41
ТС-5-3	28,5	7,89	119,14	-	-	11,14	66,54	500	500	13,17	32,1	45,3	46
T-5-4	28,5	2,59	123,7	-	-	-	-	-	-	4,32	33,9	38,3	37
C-6-1	34,5	-	-	9,86	66,47	-	0,00	1900	1938	-	-	-	-
ТС-6-2	34,5	14,32	82,06	8,33	-	35,8	0,00	1000	1026	23,88	22,1	46	46
ТС-6-3	34,5	9,58	119,59	-	-	11,45	63,19	500	500	15,98	32,2	48,2	45
T-6-4	34,5	3,14	125,8	-	-	-	-	-	-	5,2	33,9	39,2	40
C-7-1	35,25	-	-	9,42	65,7	-	0,0	2250	2407	-	-	-	-
ТС-7-2	35,25	13,51	78,4	8,14	-	43,1	0,0	1500	1423	22,8	21,1	44	44
ТС-7-3	35,25	9,57	113,47	-	-	16,84	98,49	750	750	16,2	30,6	46,8	53
T-7-4	35,25	3,18	125,8	-	-	-	-	-	-	5,4	33,9	39,3	45

Примечания к табл.2.

Шифр состоит из буквенных обозначений: С – осевое сжатие (compression), Т – кручение (torsion), ТС – кручение со сжатием (torsion+compression), первая цифра – номер серии, вторая цифра – номер образца.

Колонка 2 – призмная прочность, определялась на основе испытания призм и кубов.

Колонка 3 – предельное напряжение бетона на сдвиг при кручении, определялось по формуле

$$\tau_b = 16 M_{bt} / \pi d_{be}^3 (1 - \beta_b^{-4}), \quad (18)$$

где: M_{bt} – часть опытного крутящего момента, воспринимаемого бетонным ядром.

$$M_{bt} = M_{sbt} (\beta_b^4 - 1) / \varphi, \quad (19)$$

$$\varphi = \beta_b^4 [1 + \alpha (\beta_s^4 - 1)] - 1, \quad (20)$$

здесь M_{sbt} – опытный предельный момент, β_b – отношение наружного диаметра бетонного ядра к внутреннему, d_{be} – наружный диаметр бетонного ядра.

Колонка 4 – предельное напряжение сдвигу в стальной трубе, определялось по формуле (14). Колонка 5 – предельное боковое давление (распор) бетонного ядра сжатого или сжато-скручиваемого элемента. Если кручение отсутствует, то распор определяется по методу [3]. При наличии сжатия и кручения распор полого бетонного ядра рассчитывается по формуле:

$$\sigma_0 = (1 - \beta_s^{-\psi/x}) \left(\alpha R_b + \sqrt{\sigma_y^2 - 4\tau_s^2} \right) / \psi, \quad (21)$$

где

$$\psi = \alpha [\gamma - v_b (2\beta_b - 1) / (\beta_b - 1)] - 1, \quad (22)$$

$$\chi = 1 + v_s, \quad (23)$$

$$\gamma = \frac{\beta_b^2 K}{\beta_b^2 - 1} \left(1 + \frac{2 \ln \beta_b^{-1}}{\beta_b^2 - 1} \right). \quad (24)$$

Колонка 6 – осевое предельное сопротивление бетонного ядра для сжатых (без кручения) элементов. Определяется по методу [3].

Колонка 7 – осевое предельное сопротивление полого бетонного ядра, сжатоскручиваемого элемента, определяющееся по формуле

$$\sigma_{bz} = \left[R_b (\gamma - 1) + (\gamma^2 + 1) \sigma_0 + \sqrt{(\gamma + 1)^2 R_b^2 + 2(\gamma^3 + \gamma^2 - \gamma - 1) R_b \sigma_0 + (\gamma^2 - 1)^2 \sigma_0^2} - 4\gamma(\gamma + 1)^2 \tau_b^2 \right] / 2\gamma. \quad (25)$$

Колонка 8 – осевое предельное сопротивление стальной трубы при наличии распора бетонного ядра и кручения элемента, определяющееся по формуле (17).

Колонка 10 – осевое предельное усилие, определяющееся либо по методу [3], либо по формуле (16).

Таким образом, результаты выполненных исследований находят подтверждение в организационно-технических мероприятиях, внедряемых интуитивно американскими инженерами при эксплуатации ответственных сооружений. Этот вывод может быть сформулирован и несколько иначе в том смысле, что представленные в настоящем докладе результаты исследований дают научное обоснование методам усиления ответственных инженерных сооружений, выполняемых с целью повышения их сейсмостойкости и прочности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лукша Л. К. Гиперболический критерий прочности. – Доклады Академии наук СССР. 1983. – т. XXVI, №6. – сс. 528-531.
2. Luksha L. Concrete Strength in Shear. // Safety of Bridge Structures. Proceedings of the 4th International Conference. - Wroctaw: Wroctawska Drukarnia Naukowa, 1992. – p. 249-254.
3. Лукша Л. К. Прочность трубобетона. – Минск: Вышэйшая школа, 1977.-96 с.
4. Luksha L. K. Composite Structures Strength Calculation Accounting Limited State Criteria. / Proceedings of the Third International Conference on Steel – Concrete Composite Structures. Fukuoka (Japan), 1991. – p. 13-18.
5. Luksha L. K. Cherkasov D. V. Strength Calculation Composite Steel-Concrete Tubular Elements with Hollow Concrete Core under Compression with Torsion. // Steel-Concrete Composite Structures. Proceedings of the Forth International Conference. – Bratislava : Expertcentrum, 1994. – p.p. 143-148.
6. Лукша Л. К. и др. Устройство для испытания элементов конструкций на сжатие с кручением. А. с. 1698685 СССР, SU 901N3/08. Заявлено 1.02.1989; Опубликовано 15.12.91, Бюл. №46.

РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Сталежелезобетонные конструкции перекрытий характеризуются относительно небольшим пролетом ригелей при высоком уровне нагрузок. Вследствие этого обстоятельство действие поперечных сил оказывается доминирующим.

Среди факторов, влияющих на значение касательных напряжений и, в конечном счете, на компоновку стальной части отмеченных конструкций, следует отметить стадийность их работы, а также характер формирования железобетонной части сечения конструкции. В сборно-монолитных перекрытиях (являющихся основной конструктивной формой в промышленном строительстве) основу железобетонной части сечения составляют сборные железобетонные плиты, геометрические параметры которых предопределяются их работой в основном рабочем направлении (в направлении поперек ригеля), в результате чего сечение сталежелезобетонного ригеля имеет развитую железобетонную часть.

В связи с разработкой СНБ [1] и Пособия к ним [2] возникла необходимость в уточнении некоторых положений, касающихся расчетов на действие поперечной силы.

В проекте Пособия по проектированию сталежелезобетонных конструкций эти расчеты сведены к проверке касательных напряжений в стали и бетоне поперечного сечения, а также включают оценку несущей способности железобетонной части объединенной конструкции при продольном сдвиге.

Касательные напряжения в поперечном сечении стальной части конструкции (рис. 1) определяются суммированием их значений на обеих стадиях ее работы (до объединения с железобетонной частью и эксплуатационной). При вычислении напряжений второй стадии учитываются дополнительные напряжения от действия локальных усилий, передаваемых на стальную часть объединительными деталями.

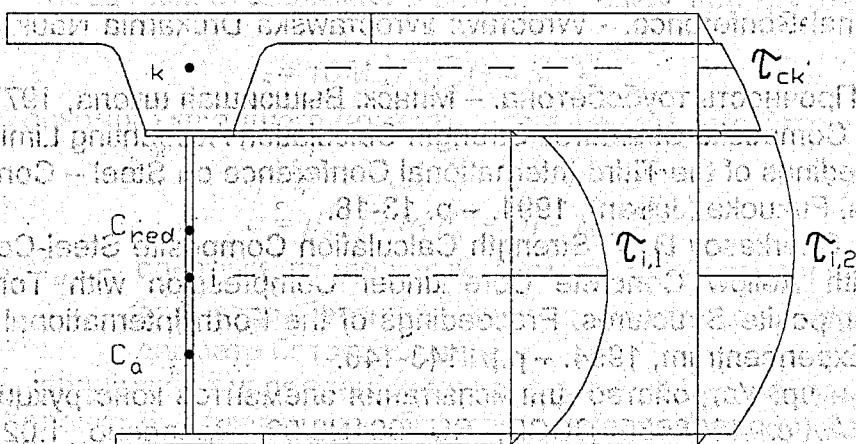


Рис. 1.

Эпюры касательных напряжений: а) на первой стадии, б) на второй стадии

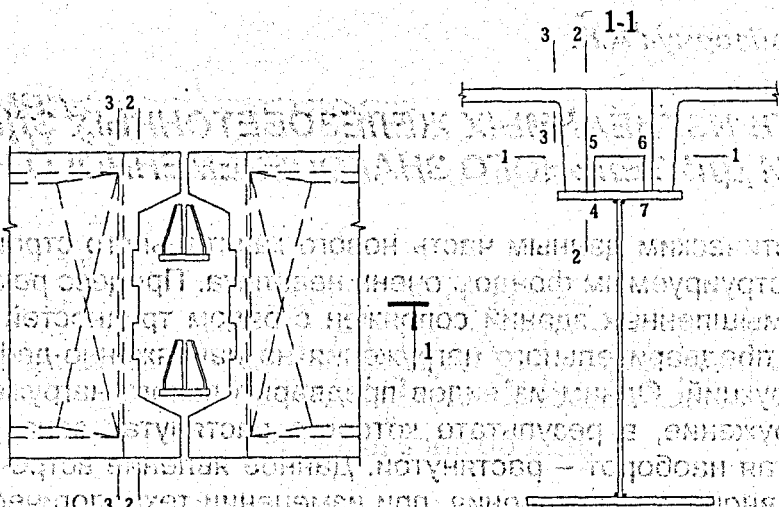


Рис. 2.
Схемы расположения поверхностей сдвига

Значения локальных напряжений определяются методами теории упругости, что неприемлемо для инженерных расчетов при проектировании конкретных объектов. В связи с этим, в проекте Пособия, также как и в действующих в настоящее время РСН [3], сохранен упрощенный порядок их учета.

Прочность железобетонной части сечения на срез проверяется по общеизвестной зависимости (формуле Журавского) в предположении упругой работы бетона с использованием геометрических характеристик приведенного к стали сечения. Отметим, что включение в СНБ [1] такой важной характеристики бетона как расчетное сопротивление на срез позволили производить указанную проверку с более обоснованных позиций.

При расчете прочности железобетонной части конструкции на продольный сдвиг проверяются напряжения по всем реально возможным поверхностям сдвига (рис. 2). И здесь также необходимо одобрить инициативу разработчиков СНБ [1] по включению в нормы такой величины как несущая способность единицы площади сдвига.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01 Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования (проект).
2. Пособие к СНБ 5.03.01 Проектирование сталежелезобетонных конструкций перекрытий и покрытий зданий (проект).
3. РСН 64-88/Госстрой БССР. Проектирование сталежелезобетонных перекрытий промышленных зданий. — Минск, 1988.-31 с.

ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДЛИТЕЛЬНОГО ЗНАКОПЕРЕМЕННОГО НАГРУЖЕНИЯ

По статистическим данным часть нового капитального строительства по сравнению с реконструируемым фондом очень невелика. Процесс реконструкции как жилых так и промышленных зданий сопряжен с рядом трудностей одним из которых является учет предварительного нагружения на напряженно-деформированное состояние конструкций. Одним из видов предварительного нагружения есть знакопеременное нагружение, в результате которого растянутая зона бетона становится сжатой, а сжатая наоборот – растянутой. Данное явление встречается при изменении конструктивной схемы строения, при изменении технологического процесса или переносе оборудования в другой пролет многоэтажных промышленных зданий. Также, знакопеременная нагрузка встречается в аварийных ситуациях, когда происходит осадка опор строений вызванная недопустимыми грунтовыми процессами. Реже такой тип нагрузки встречается при больших температурных перепадах, а также при работе предварительно-напряженных конструкций. В новом строительстве также встречается знакопеременная нагрузка, например, при проектировании хранилищ силосного типа необходимо учитывать разные режимы нагружения (загрузка одной силосной банки при разгруженной соседней, а также разгрузка одной банки при загруженной соседней). В настоящее время, разрабатываются проекты по строительству электростанций добывающих электроэнергию посредством преобразования энергии ветра, предполагается размещение полей ветрогенераторов в открытом море с непостоянными по направлению ветровыми потоками, а это и есть не что иное как знакопеременное нагружение.

Подводя итог всему выше сказанному, можно сказать, что в скором будущем появится необходимость этого влияния при расчете железобетонных конструкций.

Исходя из всего выше сказанного нами было запланировано и проведено экспериментальные исследования влияния знакопеременного нагружения на прочностные характеристики железобетонных элементов. Методика и объем экспериментальных исследований приведены в [1].

На рис.2 приведены опытные диаграммы несущей способности образцов, подверженных влиянию предварительного длительного знакопеременного нагружения, а также образцов, испытанных в тех же условиях но при действии однозначной статической нагрузки того же уровня и суммарного времени действия. Для ясности, на рис. 1 приведены режимы приложения нагрузки. Знак “-” отвечает сжатию, “+” – соответствует растяжению.

Проанализировав опытные диаграммы, приведенные на рис. 2 можно сказать, что изменение несущей способности в результате действия знакопеременной нагрузки в сравнении с несущей способностью образцов, подверженных влиянию длительной однозначной статической нагрузки особенно заметно на низких уровнях. Так при уровне $\eta = \sigma/R_b = 0,25$ эта разница равна 4,11%, все остальные данные по другим уровням приведены в табл. 1.

Как уже выше было сказано – наибольшая разница в несущей способности, наблюдается между точками 1 и 2 (рис.2), между точками 5 и 6 наблюдается обратная тенденция, по всей видимости, вызванная упрочнением арматурной стали в результате действия многократно повторной знакопеременной нагрузки большого уровня.

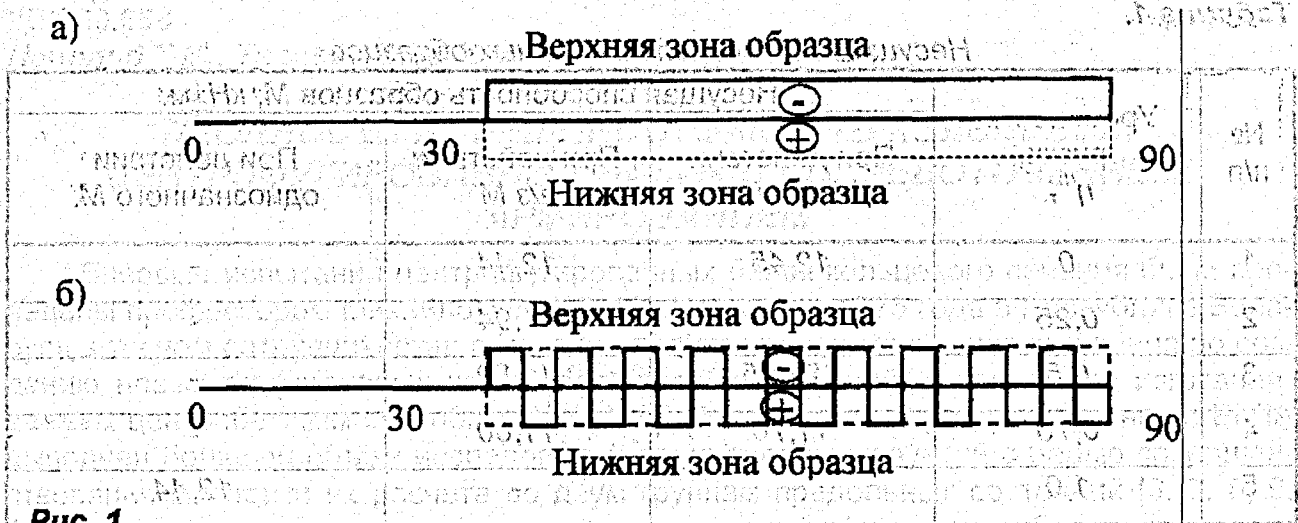


Рис. 1.
Режимы нагружения
(а) при $M = const$; б) при знакопеременном M

Несущая способность опытных образцов в зависимости от характера и уровня предварительной нагрузки

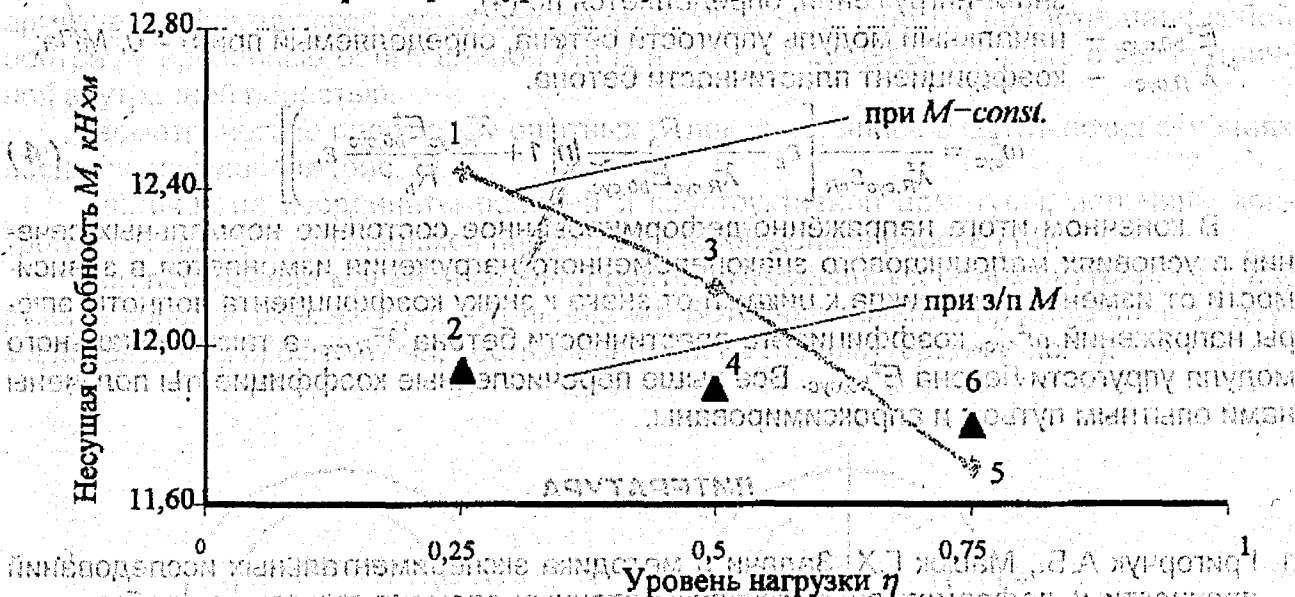


Рис. 2.
Опытные диаграммы несущей способности образцов

Для аппроксимации зависимости "напряжения-деформации" нами предлагается применить функцию (1) которая вытекает из зависимости Макаренко-Фенко предложенной в [2]:

$$\sigma_b = \frac{R_b \epsilon_b E_{b0}}{R_b + \epsilon_b E_{b0} \lambda_R} \quad (1)$$

Применение зависимости (1) для оценки напряженно-деформированного состояния нормальных сечений описано в [3]. Следует отметить, что при малоцикловом знакопеременном нагружении уравнения равнодействующей внутренних усилий в сжатом бетоне примут вид:

Таблица 1.

Несущая способность опытных образцов

№ п/п	Уровень нагрузки, η^{tb}_r	Несущая способность образцов M , кН·м.		
		При действии $M = const$	При действии $z/3 M$	При действии однозначного M .
1	0	12,45	12,44	-
2	0,25	12,44	11,94	-
3	0,5	12,145	11,89	-
4	0,75	11,70	11,80	-
5	1,0	-	-	12,44

$$N_{b,cyc}^{\pm} = b x R_b \omega_{cyc}^{\pm} \quad (2)$$

$$M_{b,cyc}^{\pm} = b x^2 E_{b0,cyc}^{\pm} \frac{1 - 2\omega_{cyc}^{\pm} (1 - \lambda_{R,cyc}^{\pm})}{2} \quad (3)$$

где: ω_{cyc}^{\pm} – коэффициент полноты эпюры напряжений зависящий от цикла и знака нагружения, определяется по (4);

$E_{b0,cyc}^{\pm}$ – начальный модуль упругости бетона, определяемый при $\sigma = 0$, МПа;

$\lambda_{R,cyc}^{\pm}$ – коэффициент пластичности бетона.

$$\omega_{cyc}^{\pm} = \frac{1}{\lambda_{R,cyc}^{\pm} \varepsilon_{bR}} \left[\varepsilon_b - \frac{R_b}{\lambda_{R,cyc}^{\pm} E_{b0,cyc}^{\pm}} \ln \left(1 + \frac{\lambda_{R,cyc}^{\pm} E_{b0,cyc}^{\pm}}{R_b} \varepsilon_b \right) \right] \quad (4)$$

В конечном итоге напряженно-деформированное состояние нормальных сечений в условиях малоциклового знакопеременного нагружения изменяется в зависимости от изменения от цикла к циклу и от знака к знаку коэффициента полноты эпюры напряжений ω_{cyc}^{\pm} , коэффициента пластичности бетона $\lambda_{R,cyc}^{\pm}$, а также начального модуля упругости бетона $E_{b0,cyc}^{\pm}$. Все выше перечисленные коэффициенты получены нами опытным путем и аппроксимированы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Григорчук А.Б., Масюк Г.Х. Задачи и методика экспериментальных исследований прочности и деформативности железобетонных элементов, которые работают в условиях знакопеременного нагружения // Вестник ровенского государственного технического университета. Сборник научных трудов.-Ривне, 1999.-Выпуск 2.-Часть 3.-стр.51-54.
2. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. Практический способ определения модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при сжатии // Изв. вузов. Строительство и архитектура.-1970.-№10.-с.141-147.
3. Григорчук А.Б. Оценка напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учётом действительной диаграммы деформирования бетона // Вестник ровенского государственного технического университета. Сборник научных трудов.-Ривне, 1999.

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ КОЛЬЦЕВЫХ ЦЕНТРИФУГИРОВАННЫХ БАЛОК С СОСРЕДОТОЧЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Впервые испытания центрифугированных балок кольцевого сечения были проведены профессором Михайловым В.В. [1]. Начиная с 1975 года в Республике Беларусь в тесном сотрудничестве с Россией ведутся комплексные исследования по созданию новых эффективных железобетонных конструкций, в том числе изготавливаемых центробежным способом [2, 3, 4, 5]. На протяжении ряда лет учеными БГПА выполнен большой объем исследований этого типа конструкций с целью совершенствования методики их расчета по двум группам предельных состояний [6, 7, 8, 9, 10]. Накопленный экспериментальный и теоретический материал был использован для проверки новых методов расчета, положенных в основу проекта национальных норм СНБ 5.03.010-98 [1]. С помощью программы «ВЕТА», разработанной специалистами Полоцкого Государственного университета, был осуществлен расчет центрифугированных железобетонных балок, испытанных в условиях косоугольного изгиба с использованием специально созданной уникальной установки [12]. Расчет прочности и трещиностойкости балок выполнялся с учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры и фактической геометрии сечения. Опытные образцы представляли собой центрифугированные балки длиной 9,6 м и имели кольцевое сечение с эксцентричной внутренней полостью.

Геометрические параметры опытных балок измерялись в критических сечениях после их разрушения (рис. 2).

Фактические координаты рабочей и конструктивной арматуры, величины контролируемых и установившихся напряжений приведены в работе [13].

При построении моделей сечений центрифугированных балок внутреннее и наружное кольцо заменялось 24-угольниками. Бетонное сечение представлялось двумя несвязанными областями, состыкованными по линиям торцов (рис. 1).

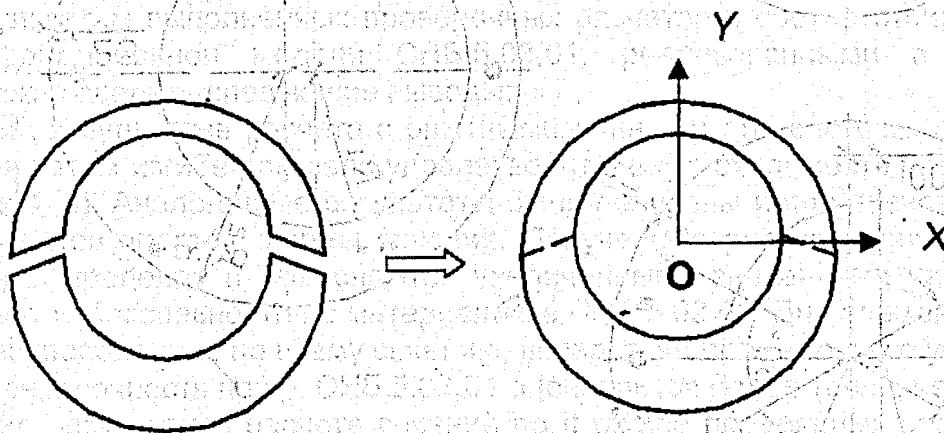


Рис. 1.

Схема аппроксимации кольцевого сечения

Балки армированы предварительно напряженными семипроволочными канатами К7 \varnothing 15 мм. Основные механические характеристики канатов были установлены по результатам испытаний арматурных образцов (МПа):

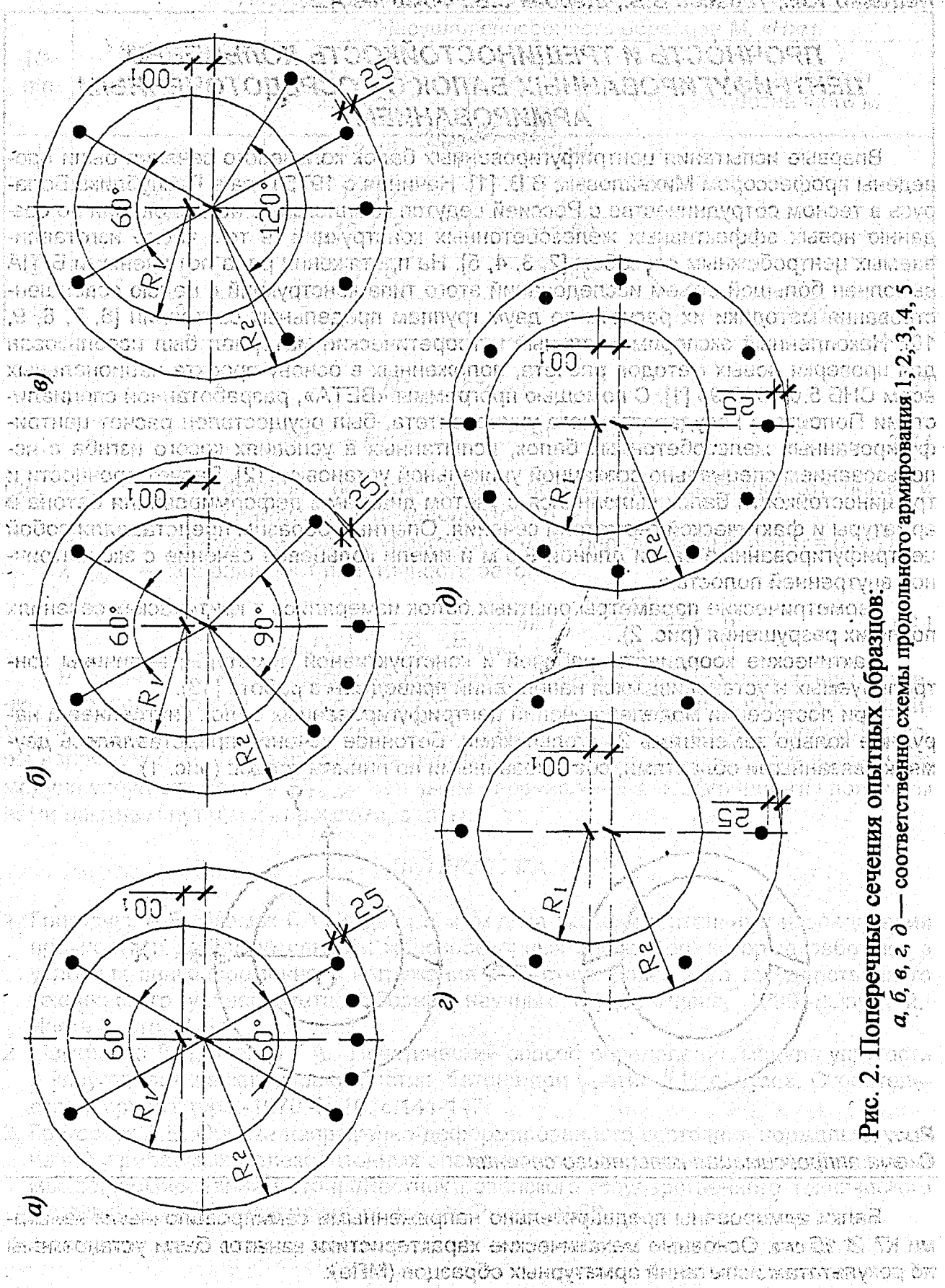


Рис. 2. Поперечные сечения опытных образцов:
а, б, в, г, д — соответственно схемы продольного армирования 1, 2, 3, 4, 5

модуль упругости E_s – 198400

условный предел текучести $\sigma_{0.2}$ – 1470

предел прочности σ_u – 1699

При выполнении расчетов учтено конструктивное продольное армирование из 6 стержней класса А-I $\varnothing 6$ мм со следующими механическими характеристиками (МПа):

модуль упругости E_s – 210000

физический предел текучести σ_y – 285

а фактические размеры кольцевых сечений даны в табл. 1. Схемы армирования и обозначения размеров сечений приведены на рис. 2.

Балки были изготовлены из бетона марки М600. Прочностные и деформационные характеристики центрифугированного бетона, установленные по результатам испытаний выпиленных образцов (E_b , σ_{cu} , σ_{cut}), приведены в табл. 2. Предельная сжимаемость бетона σ_{cu} определена по методике EUROCODE 2. Предельная растяжимость σ_{cut} вычислена по формуле

$$\epsilon_{cut} = \frac{2\sigma_{cut}}{E_b}$$

Расчет сечений производился по I и по II группам предельных состояний на действие комбинации изгибающих моментов M_x и M_y , соотношения между которыми устанавливались по углу между силовой плоскостью и осью OY. Результаты расчетов приведены в табл. 3, 4 и на рис. 3, 4.

Анализ результатов показал, что при расчете по I группе предельных состояний по методике СНБ 5.03.01 прочность нормальных сечений недооценивается и оказалась в среднем на 4,4 % ниже по сравнению к прочности, вычисленной по методике СНиП II-21-75.

Трещиностойкость нормальных сечений по СНБ 5.03.01 в среднем на 5 % выше опытной, что указывает на необходимость корректировки программы по критериям образования трещин.

ВЫВОДЫ

По результатам выполненных проверочных расчетов в соответствии с положениями деформационной модели СНБ 5.03.01, реализованными в программе «ВЕТА», можно сделать следующие выводы:

1. Сравнение результатов расчета с опытными данными для сложных сечений при плоском и косом изгибе показало удовлетворительную сходимость результатов (в пределах 4 %). Аналогичные результаты были получены и при расчетах изгибаемых элементов простой формы сечения. Полученные расхождения находятся в допустимых пределах и объясняются увеличенными значениями частотных коэффициентов безопасности по материалам в СНБ 5.03.01. Для элементов с арматурой, распределенной по всему сечению, вследствие более точного учета усилий в арматуре, прочность по пр. СНБ 5.03.01 оценивается более точно, чем по СНиП.
2. Сравнение результатов расчета сечений по II группе предельных состояний, полученных по программе «ВЕТА», показало, что моменты образования трещин, установленные по программе и по расчетным формулам СНиП, имеют отклонения (в ряде случаев существенные), как в большую, так и в меньшую сторону. Такие результаты возможно связаны с несовершенством применяемой в алгоритме программы диаграммы деформирования для растянутого бетона и ее параметрических точек, которая не нормирована в проекте СНБ 5.03.01.

Таблица 1.

Геометрические характеристики кольцевых сечений

№ образца	Шифр* (армирование)	Радиус		Смещение OO ₁ , мм	№ образца	Шифр* (армирование)	Радиус		Смещение OO ₁ , мм
		R ₂ , мм	R ₁ , мм				R ₂ , мм	R ₁ , мм	
1	БЦ 1-6-45(2) (рис. 2а)	305	221,5	1,5	13	БЦ 1-6-30(5) (рис. 2а)	305	216,5	13,5
2	БЦ 3-6-15(1) (рис. 2е)	305	231,0	-1,0	14	БЦ 4-8-0(1) (рис. 2а)	305	218,0	-3,0
3	БЦ 2-8-45(2) (рис. 2б)	305	217,5	-2,5	15	БЦ 2-10-15(2) (рис. 2б)	305	200,5	-4,5
4	БЦ 3-10-30(1) (рис. 2а)	305	209,0	-14,0	16	БЦ 1-6-0(6) (рис. 2а)	305	240,5	-5,5
5	БЦ 2-10-0(1) (рис. 2б)	305	205,0	5,0	17	БЦ 1-10-30(1) (рис. 2а)	305	194,5	-4,5
6	БЦ 3-6-30(3) (рис. 2а)	305	225,5	-8,5	18	БЦ 2-8-30(1) (рис. 2б)	305	227,0	10,0
7	БЦ 2-10-30(3) (рис. 2б)	305	192,5	7,5	19	БЦ 1-6-45(4) (рис. 2а)	305	228,0	-5,0
8	БЦ 5-8-0(1) (рис. 2д)	305	223,0	2,0	20	БЦ 1-6-30(8) (рис. 2а)	305	216,0	6,0
9	БЦ 3-10-45(2) (рис. 2в)	305	197,0	-2,0	21	БЦ 3-8-0(1) (рис. 2е)	305	208,0	13,0
10	БЦ 1-6-15(7) (рис. 2а)	305	232,0	7,0	22	БЦ 1-6-45(3) (рис. 2а)	305	231,0	-2,0
11	БЦ 2-6-30(1) (рис. 2б)	305	228,0	-3,0	23	БЦ 3-8-30(2) (рис. 2е)	305	214,5	0,0
12	БЦ 1-8-15(1) (рис. 2а)	305	214,5	-9,5	24	БЦ 3-6-45(2) (рис. 2е)	305	245,0	10,0

* Шифр опытных образцов БЦ s-t-a(n) состоит из групп, которые обозначают:
 БЦ - балка центрифугированная;
 s - номер схемы армирования на рис. 4.2;
 t - номинальная толщина стенки, см;
 a - угол между силовой плоскостью и осью OY, град;
 n - порядковый номер среди серии балок-близнецов

Таблица 2. Прочностные характеристики центрифугированного бетона

№ образца	Шифр	Призмная прочность S _{cu} , МПа	Предел прочности при растяжении S _{cut} , МПа	Модуль упругости E _b 10 ³ , МПа	Предельная сжимаемость e _{cu} 10 ³	Предельная растяжимость e _{sut} 10 ³
1	БЦ 1-6-45(2)	48,2	3,66	31,4	3,00	0,233
2	БЦ 3-6-15(1)	54,2	4,15	31,1	2,88	0,267
3	БЦ 2-8-45(2)	51,3	3,90	36,3	2,93	0,215
4	БЦ 3-10-30(1)	48,6	3,66	32,2	2,99	0,228
5	БЦ 2-10-0(1)	50,0	3,85	38,3	2,96	0,201
6	БЦ 3-6-30(3)	54,1	3,50	32,2	2,88	0,218
7	БЦ 2-10-30(3)	66,3	4,37	45,8	2,63	0,191
8	БЦ 5-8-0(1)	56,6	4,03	34,2	2,83	0,235
9	БЦ 3-10-45(2)	47,5	3,43	35,4	3,01	0,194
10	БЦ 1-6-15(7)	52,7	4,21	31,7	2,91	0,266
11	БЦ 2-6-30(1)	43,0	3,54	35,4	3,10	0,200
12	БЦ 1-8-15(1)	41,9	3,55	40,4	3,12	0,176
13	БЦ 1-6-30(5)	47,4	3,56	29,1	3,01	0,245
14	БЦ 4-8-0(1)	48,1	3,53	31,5	3,00	0,224
15	БЦ 2-10-15(2)	43,2	3,96	34,9	3,10	0,227
16	БЦ 1-6-0(6)	43,6	2,93	27,0	3,09	0,217
17	БЦ 1-10-30(1)	49,7	4,03	34,8	2,97	0,232
18	БЦ 2-8-30(1)	44,9	3,03	28,0	3,06	0,217
19	БЦ 1-6-45(4)	45,7	3,51	32,5	3,05	0,216
20	БЦ 1-6-30(8)	45,0	3,74	34,0	3,06	0,220
21	БЦ 3-8-0(1)	48,5	4,27	29,7	2,99	0,287
22	БЦ 1-6-45(3)	42,6	2,66	30,9	3,11	0,172
23	БЦ 3-8-30(2)	52,6	3,97	35,2	2,91	0,226
24	БЦ 3-6-45(2)	44,9	3,46	31,6	3,06	0,219

Таблица 3.

Результаты расчета по I группе предельных состояний

Шифр	Разрушающий момент (кНм)						М _{d,СНБ} М _{d,obs}	М _{d,СНИП} М _{d,obs}	Вид разрушения	
	вычисленный по								по СНБ 5.03.01-98	опытный
	СНБ 5.03.01-98			СНИП						
	М _{xd}	М _{yd}	М _{d,СНБ}	II-21-75 М _{d,СНИП}	опыт- ный М _{d,obs}	М _{d,obs}				
1	БЦ 1-6-45(2)	333,7	333,7	471,9	538,5	488,6	0,966	1,102	по бет.	по бет.
2	БЦ 3-6-15(1)	132,2	493,0	510,4	528,9	559,0	0,913	0,946	по бет.	по бет.
3	БЦ 2-8-45(2)	336,6	336,6	476,0	518,1	512,3	0,929	1,011	по бет.	по бет.
4	БЦ 3-10-30(1)	244,4	423,2	488,7	511,9	549,3	0,890	0,932	по бет.	по бет.
5	БЦ 2-10-0(1)	0	555,3	555,3	560,2	580,5	0,957	0,965	по бет.	по бет.
6	БЦ 3-6-30(3)	244,5	423,4	488,9	506,2	570,3	0,857	0,888	по бет.	по бет.
7	БЦ 2-10-30(3)	263	455,5	526,0	544,2	586,5	0,897	0,928	по бет.	по ар-ре
8	БЦ 5-8-0(1)	Решений нет			603,29	630,6	-	0,957	-	по бет.
9	БЦ 3-10-45(2)	322	322	455,4	493,1	558,0	0,816	0,884	по бет.	по бет.
10	БЦ 1-6-15(7)	149,2	556,5	576,2	567,5	507,7	1,135	1,118	по бет.	по бет.
11	БЦ 2-6-30(1)	253,5	439,1	507,0	535,5	599,0	0,846	0,894	по бет.	по бет.
12	БЦ 1-8-15(1)	160,8	537,8	561,3	579,5	633,3	0,886	0,915	по бет.	по бет.
13	БЦ 1-6-30(5)	260,8	451,7	521,6	554,2	557,6	0,935	0,994	по бет.	по бет.
14	БЦ 4-8-0(1)	0	326,5	326,5	346,4	329,1	0,992	1,053	по бет.	по бет.
15	БЦ 2-10-15(2)	142,3	530,6	549,4	548,1	613,3	0,896	0,894	по бет.	по бет.
16	БЦ 1-6-0(6)	0	551,6	551,6	572,2	564,9	0,976	1,013	по бет.	по бет.
17	БЦ 1-10-30(1)	261,3	452,5	522,5	570,7	620,0	0,843	0,921	по бет.	по бет.
18	БЦ 2-8-30(1)	248,2	430	496,5	519,7	543,0	0,914	0,957	по бет.	по бет.
19	БЦ 1-6-45(4)	332,4	332,4	470,1	534,1	539,0	0,872	0,991	по бет.	по бет.
20	БЦ 1-6-30(8)	Решений нет			549,0	617,9	-	0,889	-	по бет.
21	БЦ 3-8-0(1)	0	515,9	515,9	510,9	500,2	1,031	1,021	по бет.	по бет.
22	БЦ 1-6-45(3)	330,9	330,9	468,0	533,4	418,0	1,119	1,276	по бет.	по бет.
23	БЦ 3-8-30(2)	246,1	426,2	492,2	509,5	543,2	0,906	0,938	по бет.	по бет.
24	БЦ 3-6-45(2)	307,9	307,9	435,4	441,3	473,4	0,920	0,932	по бет.	по бет.
Среднее значение							0,932	0,976		
Коэффициент вариации <i>v</i>							0,081	0,095		

Таблица 4.

Результаты расчета по II группе предельных состояний

№ образца	Шифр	Момент трещинообразования (кНМ)					опытный $M_{cr,obs}$	$M_{cr,CНБ}$ $M_{cr,obs}$	$M_{cr,CНП}$ $M_{cr,obs}$
		вычисленный по							
		СНБ 5.03.01-98			СНИП II-21-75				
		M_{ucr}	M_{ycr}	$M_{cr,CНБ}$	$M_{cr,CНП}$				
1	БЦ 1-6-45(2)	147,5	147,5	208,6	232,4	215,0	0,970	1,081	
2	БЦ 3-6-15(1)	60	223,7	231,6	232,2	211,54	1,095	1,098	
3	БЦ 2-8-45(2)	160,8	160,8	227,4	223,6	216,3	1,051	1,034	
4	БЦ 3-10-30(1)	123,2	213,4	246,4	215,2	219,3	1,124	0,982	
5	БЦ 2-10-0(1)	0	294,8	294,8	248,8	250,3	1,178	0,994	
6	БЦ 3-6-30(3)	119,3	206,7	238,7	207,1	214,1	1,115	0,968	
7	БЦ 2-10-30(3)	137,0	237,2	273,9	241,1	239,5	1,144	1,007	
8	БЦ 5-8-0(1)	Решений нет			212,0	244,4	-	0,867	
9	БЦ 3-10-45(2)	159,1	159,1	225,0	221,4	223,0	1,009	0,993	
10	БЦ 1-6-15(7)	71,9	268,1	277,6	253,8	241,7	1,148	1,050	
11	БЦ 2-6-30(1)	129,7	224,7	259,4	231,2	242,7	1,069	0,953	
12	БЦ 1-8-15(1)	87,0	290,9	303,6	256,9	247,5	1,227	1,038	
13	БЦ 1-6-30(5)	111,1	192,5	222,3	239,3	246,7	0,901	0,970	
14	БЦ 4-8-0(1)	0	141,0	141,0	145,2	156,2	0,903	0,930	
15	БЦ 2-10-15(2)	62,9	234,4	242,7	261,5	251,9	0,963	1,038	
16	БЦ 1-6-0(6)	0	255,1	255,1	250,1	238,0	1,072	1,051	
17	БЦ 1-10-30(1)	113,6	196,7	227,1	252,5	253,9	0,895	0,994	
18	БЦ 2-8-30(1)	118,8	205,8	237,6	205,9	213,0	1,116	0,967	
19	БЦ 1-6-45(4)	144,4	144,4	204,2	218,1	182,7	1,118	1,194	
20	БЦ 1-6-30(8)	Решений нет			234,7	247,0	-	0,950	
21	БЦ 3-8-0(1)	0	226,0	226,0	238,0	219,6	1,029	1,084	
22	БЦ 1-6-45(3)	152,4	152,4	215,5	206,4	211,5	1,019	0,976	
23	БЦ 3-8-30(2)	105,7	183,1	211,4	221,0	247,3	0,855	0,894	
24	БЦ 3-6-45(2)	143,5	143,5	202,9	185,1	173,3	1,171	1,068	
Среднее значение							1,053	0,976	
Коэффициент вариации v							0,104	0,074	

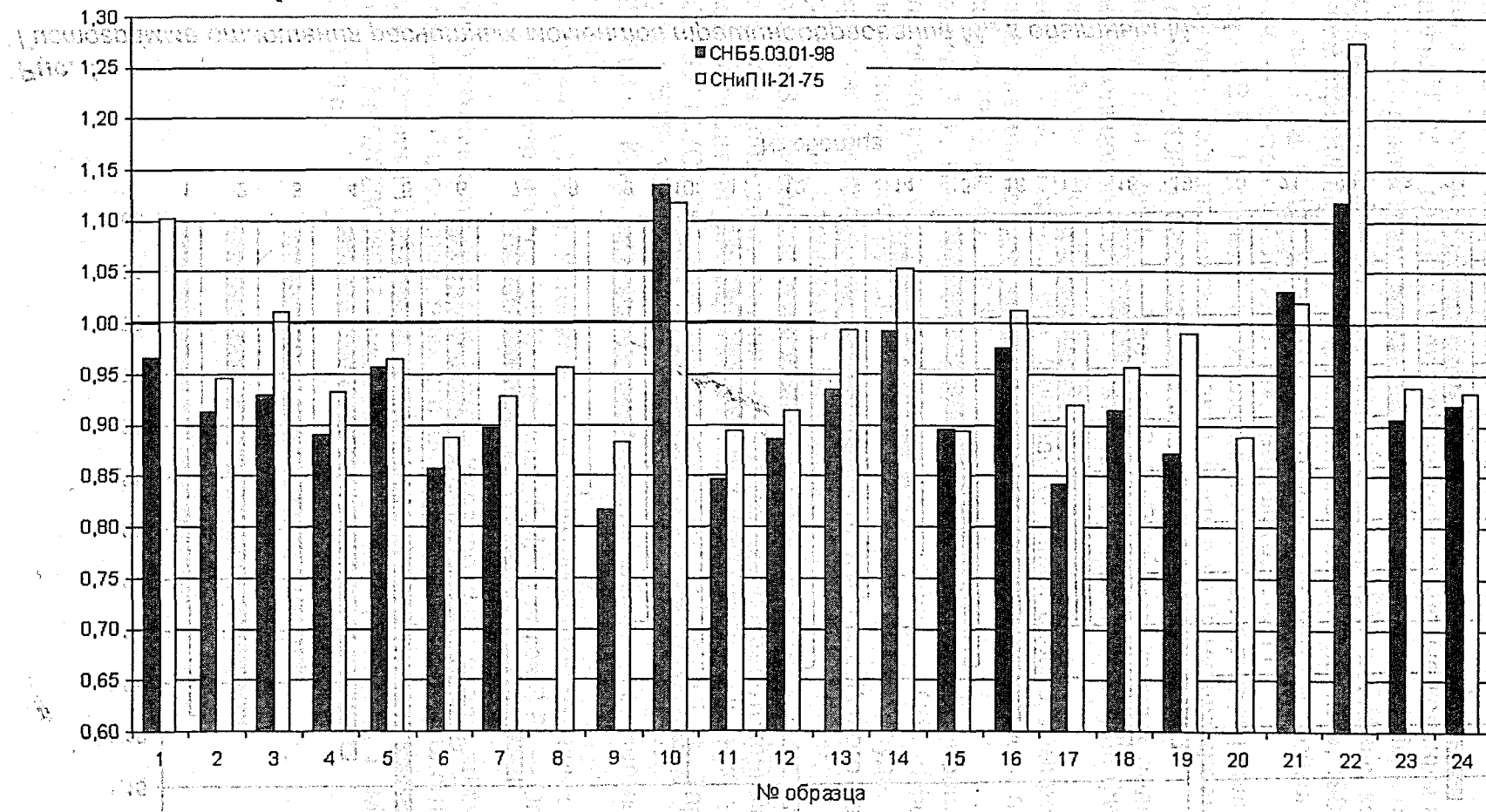


Рис. 3. Гистограмма отношений расчетных разрушающих моментов M_d к опытным $M_{d,obs}$

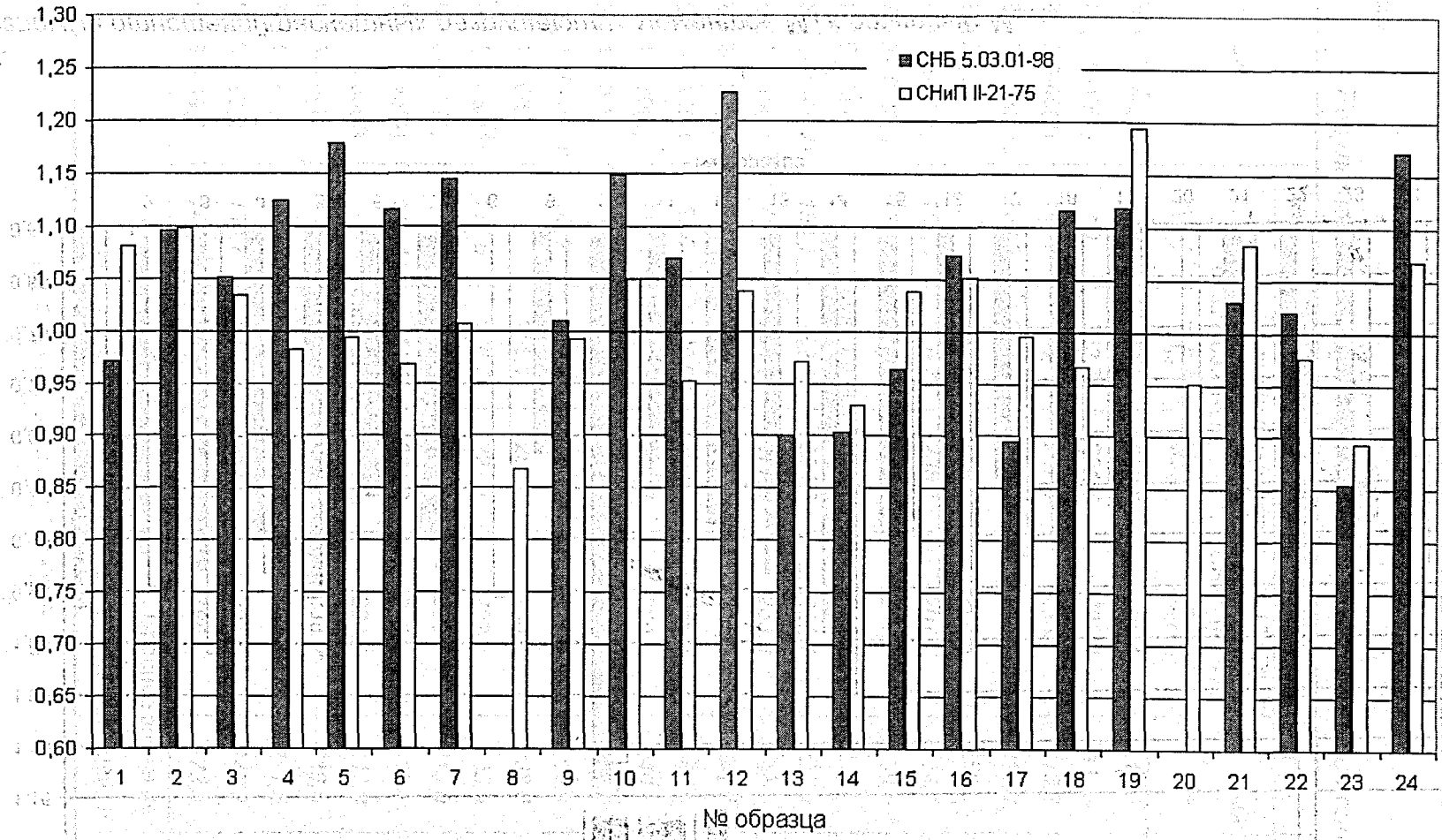


Рис. 4.
 Гистограмма отношения расчетных моментов трещинообразования M_{cr} к опытным $M_{cr,obs}$

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов В. В. Теория и практика центробежного напряженно-армированного бетона. — Госстройиздат, 1939, 188 с.
2. Пецольд Т. М. и др. Центрифугированные кольцевые колонны каркаса промзданий. — «Строительство и архитектура Белоруссии», 1977, №4, с. 7, 8.
3. Пецольд Т. М. и др. Опыт применения центрифугированных колонн в промышленном строительстве. — «Промышленное строительство», 1980, № 4, с. 32, 33.
4. Пецольд Т. М. и др. Эстакады с центрифугированными стойками кольцевого сечения. — «Бетон и железобетон», 1981, №10, с.10,11.
5. Тарасов В.В., Пецольд Т.М. Железобетонные центрифугированные конструкции надземных технологических эстакад. Доклад на IX международном конгрессе FIP (Стокгольм, 1982). — М., Минск, Польша, 1982, 14 с.
6. Пецольд Т. М., Рак Н. А., Тарасов В. В. Прочность сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения. — «Известия АН БССР. Серия физико-технических наук». — Минск, 1980, №1, с.10-15.
7. Пецольд Т.М., Тарасов В.В. Сосредоточенный способ армирования железобетонных элементов кольцевого сечения. — «Строительство и архитектура Белоруссии», 1976, № 4, с. 36-38.
8. Тарасов В.В., Пецольд Т.М. Нерославский О.М. Проектирование оптимальных железобетонных конструкций кольцевого сечения. — Сб.: «Проектирование железобетонных конструкций по наименьшим затратам труда, материальных и энергетических ресурсов». — Тезисы докладов всесоюзного совещания. Владимир 1981. — М., Строиздат, 1981, с. 58-60.
9. Тарасов В.В. Исследование центрифугированных железобетонных изгибаемых элементов кольцевого сечения с продольным сосредоточенным армированием. — Автореферат диссертации канд. техн. наук. — Киев, НИИСК, 1983, 24 с.
10. А. С. 855111 (СССР), Трубопроводный мост / Пецольд Т.М., Тарасов В.В. и др. — Оpubл. в Б.И., 1981, №30.
11. СНБ 5.03.01 Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования (проект).
12. А. С. 896447 (СССР). Устройство для испытания строительных элементов на косоизгиб / Бердичевский Г.И., Пецольд Т.М., Тарасов В.В. — Оpubл. в Б.И., 1982, №1.
13. Научно-технический отчет по теме: «Исследование преднапряженных центрифугированных балок пролетных строений эстакад под технологические трубопроводы т колонны П-образного сечения для одноэтажных бескрановых промзданий». — № 02828006937, руководитель темы — Пецольд Т. М., — Минск, БПИ, 1981, 130 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Используемая в действующих нормах проектирования железобетонных конструкций и сохраненная с некоторыми изменениями в проекте норм СНБ методика расчета на местное сжатие, хотя и обеспечивает хорошее соответствие расчетных и экспериментальных величин основана на эмпирическом подходе, т.е. не базируется на какой-либо физической расчетной модели. В то же время анализ результатов экспериментальных исследований свидетельствует о том, что в рамках принятого эмпирического подхода не получило своего объяснения наблюдающееся различие в динамике роста прочности при местном сжатии тяжелого и легкого бетона в зависимости от соотношения площади нагружаемой плоскости образца к площади приложения нагрузки.

В отличие от расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям методика расчета норм на местное действие нагрузки позволяет рассчитывать только прочность элементов, но не их деформации. Хотя в действительности расчет нормального сечения можно считать частным случаем расчета при местном действии нагрузки.

Дальнейшее развитие методики расчета конструкций на местное сжатие должно производиться в направлении не только прочностного, но и деформационного расчета. Это возможно только на основе использования физической расчетной модели, позволяющей учитывать геометрические размеры и характеристики структурных составляющих бетона (цементного камня и крупного заполнителя), а также расположение площадки приложения нагрузки по отношению к расположению структурных составляющих бетона.

С учетом многофакторности рассматриваемой задачи расчета представляется целесообразным оценку влияния факторов производить на конечно-элементных моделях, разработанных на основе физической расчетной модели. В связи с этим степень сложности принимаемой физической расчетной модели следует назначать не только исходя из реальной структуры бетона, но и из возможностей существующих пакетов программ конечно-элементного анализа.

Данные экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния бетона при различных видах силовых воздействий свидетельствуют о том, что механизм его трещинообразования, характер развития и раскрытия трещин, а также вид его разрушения многом предопределяются структурой бетона и физико-механическими свойствами компонентов структуры. Ранее было принято [1] укрупненно различать два компонента — матрицу в виде окаменевшего цементно-песчаного раствора (непрерывная компонента) и включения в нее в виде зерен крупного заполнителя (прерывная компонента). В дальнейшем [2] структура бетона была дополнена третьей компонентой — так называемой контактной (транзитной) зоной между матрицей и крупным заполнителем. Причем более поздние исследования показали, что свойства контактной зоны существенно изменяются по ее толщине [3]. Добавление в модель структуры бетона новых компонент приводит к значительному увеличению количества параметров расчетной модели бетона, многие из которых невозможно проконтролировать в процессе изготовления конструкций.

Немаловажным является и вопрос о размерности физической расчетной модели. В большинстве исследований независимо от компонентности рассматриваются двумерные плоскостные модели постоянной толщины [1]. В этом случае заполнитель моделируется либо дисками либо правильными шестигранными призмами. Однако в связи с пространственным характером напряженно-деформированного состояния бетона при местном сжатии не вполне обоснованно использовать в этом случае плоскостную модель.

Изложенные выше обстоятельства обусловили необходимость разработки пространственной (трехмерной) структурно-механической расчетной модели бетона. Такая модель может быть разработана на основе структурно-механической модели цементного теста [4].

Структурно-механическая модель бетона принята трехмерной двухкомпонентной, состоящей из матрицы в виде окаменевшего цементно-песчаного раствора и включений в нее в виде равновеликих шарообразных зерен крупного заполнителя. При этом схема упаковки последних принята регулярной с координационным числом 12, т.е. около каждого из зерен на одинаковом расстоянии от него расположено 12 зерен.

Радиус ρ_3 зерна крупного заполнителя принимается интегрально из условия равенства удельной поверхности зерен модели фактической удельной поверхности крупного заполнителя и определяется по формуле

где S_{y3} и ρ_3 — соответственно удельная поверхность и плотность крупного заполнителя.

Половина расстояния между зернами крупного заполнителя δ_m принимается исходя из состава бетонной смеси, а также свойств ее составляющих, и определяется по формуле

где $m_{пз}$ — спустотность крупного заполнителя в виброуплотненном состоянии, а G_3 — расход крупного заполнителя на m^3 .

Тогда расстояние l между центрами зерен крупного заполнителя определяется по формуле $l = 2 \cdot (r_3 + \delta_m)$, а размеры элементарной ячейки модели в направлении осей x , y и z пространственной системы координат по формулам $l_x = l$, $l_y = \sqrt{3} \cdot l / 2$, $l_z = \sqrt{2} \cdot l / \sqrt{3}$.

Физико-механические свойства крупного заполнителя и матрицы характеризуются модулями деформаций E_3 и E_m , коэффициентами поперечных деформаций μ_3 и μ_m , либо задаются диаграммами $\sigma_3 = f(\epsilon_3)$ и $\sigma_m = f(\epsilon_m)$.

Напряженно-деформированное состояние элементов структурно-механической модели бетона при осевом сжатии при данном размере зерна крупного заполнителя зависит от относительных параметров $n_E = E_3 / E_m$ и $n_\epsilon = \epsilon_3 / \epsilon_m$, характеризующих соотношения физико-механических характеристик компонентов, а также приведенной полутолщины прослойки между зернами заполнителя $\beta = \delta_m / r_3$.

Для случая местного действия нагрузки помимо этих параметров на напряженно-деформированное состояние элементов модели будут влиять относительный структурный параметр $\gamma = r_{loc} / (r_3 + \delta)$ и относительный размер площади приложения нагрузки $\varphi = r_{dis} / r_{loc}$. Первый характеризует соотношение приведенного размера r_{loc}

области приложения местной нагрузки и расстояния между зернами заполнителя, а второй — отношение приведенного размера r_{dis} области распределения нагрузки и приведенного размера области приложения нагрузки.

На основе перечисленных параметров структурно-механической модели бетона с использованием пакета программ конечно-элементного анализа NASTRAN FOR WINDOWS была разработана конечно-элементная модель, по которой впоследствии выполнялись расчеты при различных условиях приложения силовых воздействий.

Размеры структуры модели определялись по приведенным выше формулам для следующих данных: о составе бетона: пустотность крупного заполнителя в виброуплотненном состоянии $m_{пз} = 0,3084$; расход крупного заполнителя $G_3 = 920 \text{ кг/м}^3$; удельная поверхность крупного заполнителя $S_3 = 0,385 \text{ м}^2/\text{кг}$; плотность крупного заполнителя $\rho_3 = 2600 \text{ кг/м}^3$.

Тогда радиус ρ_3 зерна крупного заполнителя ρ_3 составил 3 мм, а половина расстояния между зернами крупного заполнителя $\delta_m = 0,75 \text{ мм}$.

В качестве примера на рис. 1 приведены (в деформированном состоянии) конечно-элементные модели куба размером $105,0 \times 105,0 \times 106,6 \text{ мм}$, который центрально загружен жестким по нижней и верхней плоскости жесткими штампами размерами $22,5 \times 22,5 \text{ мм}$ (рис. 1а) и $52,5 \times 52,5 \text{ мм}$ (рис. 1б). На рис. 2. представлены картины распределения напряжений соответственно в матрице и заполнителе.

В силу симметрии приложения нагрузки для уменьшения размерности задачи смоделирована 1/16 часть куба. Смоделированная часть куба получена его разделением тремя плоскостями симметрии. Действие на смоделированную часть куба каждой из 3 примыкающих к ней его частей заменено наложением в плоскостях разреза связей на перемещения в направлении перпендикулярным этим плоскостям. Приложение нагрузки осуществлялось заданием по плоскости приложения жесткого штампа постоянного по его площади перемещения, равного $0,533 \text{ мм}$, что соответствует средней относительной деформации бетона в области между штампами равной 1‰ .

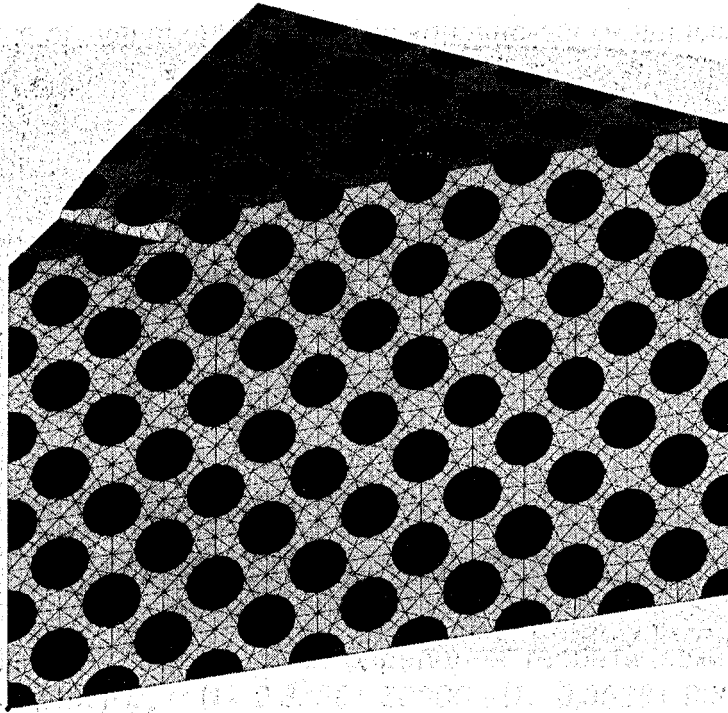
При расчете кроме картин распределения главных сжимающих и растягивающих напряжений определялись величины реакций в связях по нижнему торцу модели и величина их равнодействующей, а также ее положение в системе координат модели.

Следует отметить, что деформирование модели производилось не приложением нагрузки, а путем задания постоянного перемещения узлов верхнего торца модели, расположенных в пределах условного жесткого штампа. Поэтому величина нагрузки, приложенной к модели, заранее известна не была и могла быть получена только в результате расчета. В связи с этим дополнительно производилось определение возникших при деформировании модели усилий в узлах верхнего торца, получивших заданное перемещение. После чего определялась величина их равнодействующей и ее положение в системе координат модели.

Как показали результаты вычислений величины равнодействующих по нижним и верхним торцам модели одинаковы. Отклонение по горизонтали положения равнодействующей на верхнем торце образца от положения равнодействующей на нижнем увеличивается с уменьшением размера площади нагружения.

Из-за отклонения положений равнодействующей на нижнем и верхнем торцах в образце возникает распорное усилие. Выполненный анализ (таблица) показал, что при одинаковой осадке нагружаемых узлов верхней плоскости максимальный распор имеет место не при первом, а при втором нагружении. А наибольшая величина усилия наблюдается при полном нагружении верхнего торца.

a)



б)

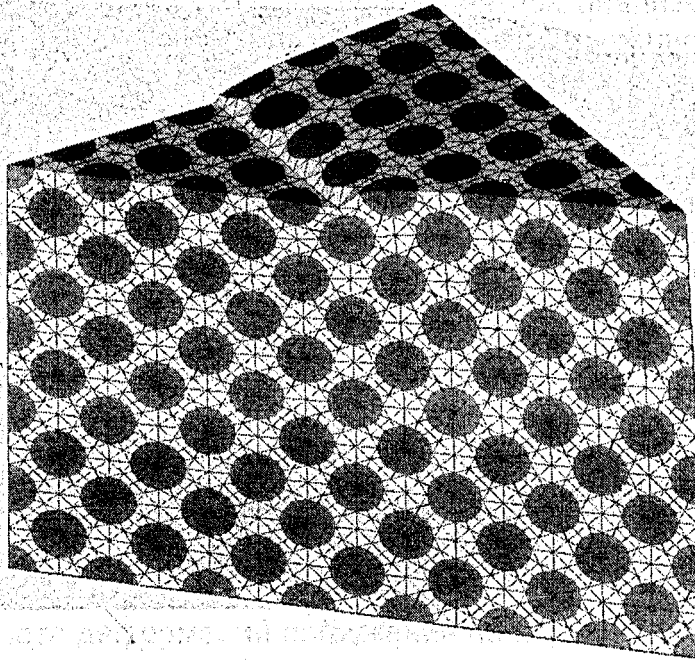
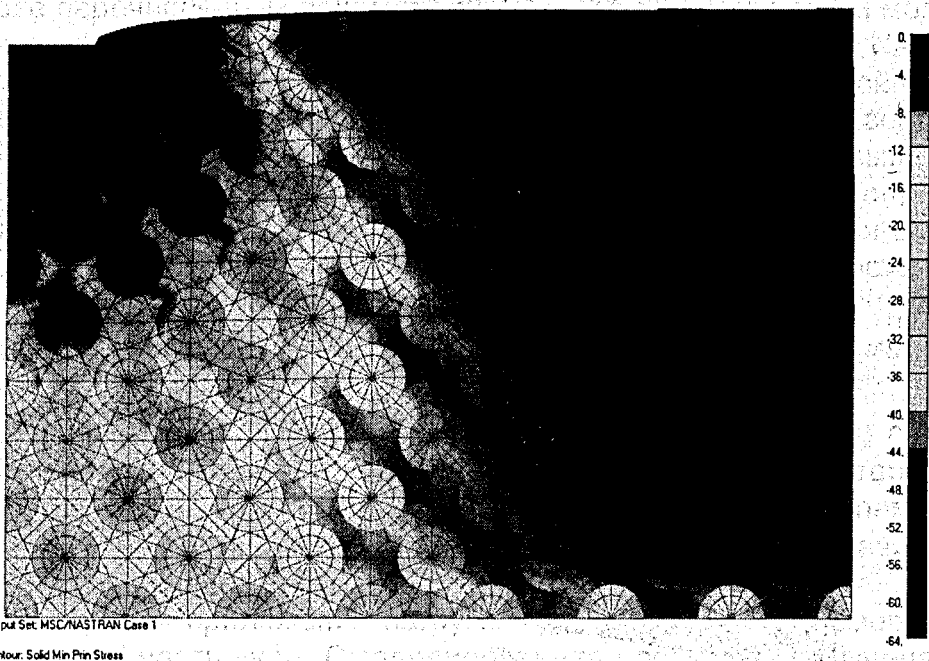


Рис. 1.

Общий вид модели $1/16$ куба в деформированном состоянии: а – шифр расчета $3/14$; б – шифр расчета $7/14$.

a)



б)

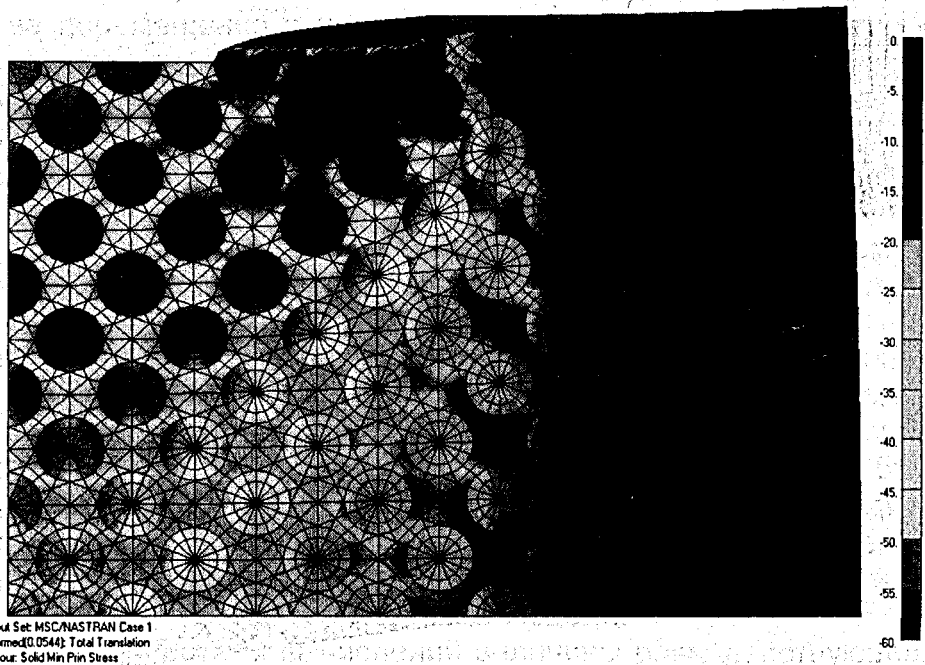


Рис. 2. Распределение главных сжимающих напряжений σ_{mc} в диагональном сечении куба: а – шифр расчета 3/14; б – шифр расчета 7/14

По результатам испытания при полном нагружении верхнего торца модели был определен интегральный модуль деформаций материала модели $E_{mod} = 43042$ МПа.

Основные результаты расчетов конечно-элементных моделей при местном сжатии и расчетов осадок жестких штампов

Параметр	Шифр расчета			
	3/14	7/14	11/14	14/14
L , мм	11,25	26,25	41,25	52,5
R_a , Н	9633,6	27410	51967	59318
$R_d = 2R_H \operatorname{tg}\alpha$	8940	10964	3430	0
B , мм	52,5	52,5	52,5	52,5
H_{mod} , мм	53,033	53,033	53,033	53,033
N , Н	38534	219280	415736	474544
Δ_{dist}^{mod} , мм	0,053033	0,053033	0,053033	0,053033
H , мм	35,59	53,033	53,033	0,0
Δ_{dist}^{cal} , мм	0,04955	0,05048	0,05302	0,05320
$\Delta_{dist}^{cal} / \Delta_{dist}^{mod}$	0,934	0,952	1,000	1,003

Затем по формуле Z. Hashin был определен теоретический модуль упругости $E_H = \frac{(1-m_3) \cdot E_M + (1+m_3) \cdot E_3}{(1+m_3) \cdot E_M + (1-m_3) \cdot E_3} = \frac{(1-0,3538) \cdot 30000 + (1+0,3538) \cdot 90000}{(1+0,3538) \cdot 30000 + (1-0,3538) \cdot 90000} = 42895$ МПа, что отличается от полученного при конечно-элементном анализе всего на 0,4%.

Анализ картин распределения напряжений соответственно в матрице и заполнителе (рис. 2) свидетельствует о весьма высокой неоднородности напряжений в компонентах структуры бетона в зоне приложения местных нагрузок, которое следует учитывать при разработке инженерной методики деформационного расчета железобетонных элементов при местном сжатии.

В работе [5] применительно к рассматриваемой задаче была предложена расчетная модель основания с двумя коэффициентами постели. Эта модель может быть представлена с использованием физической модели М.М. Филоненко-Бородича в виде упругих работающих только на сжатие пружин, распределенных по всему сечению образца и накрытых сверху мембраной. В последней выделены две перекрестные ленты, в области пересечения которых находится место приложения нагрузки. Ленты в поперечном своем направлении считаются абсолютно жесткими, а в продольном - могут свободно изгибаться. Кроме лент в состав мембраны входят перекрестные гибкие нити, соединенные с кромками лент перпендикулярно направлению. Как ленты, так и нити натянуты постоянным горизонтально направленным погонным усилием, а в бесконечности неподвижно закреплены на контуре. Дополнительно для учета деформаций погружения на перекрестные ленты в пределах штампа установлен еще один слой пружин, жесткость которых принимается в зависимости от способа его опирания равной коэффициенту постели $C_{b,dep}$.

Таким образом, расчетными параметрами предлагаемой для расчета деформаций искривления модели основания являются два коэффициента постели. Первый - коэффициент сжатия C_1 (размерность Н/м³), численно равен напряжению в пружинах при их единичной осадке. При этом основание считается односторонним т.е. при подъеме пружина не воспринимает растягивающих усилий. Второй коэффициент постели C_2 (размерность Н/м) численно равен погонному усилию натяжения лент и гибких нитей.

Первый коэффициент можно определить по формуле $C_1 = \frac{E_b}{H \cdot (1 - \mu^2)}$, где E_b и μ_b — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона материала основания (в данном случае бетон); H — высота слоя упругих пружин.

Что касается второго коэффициента, то для его определения рекомендуется использовать формулу $C_2 = \frac{E_b \cdot H}{20(1 + \mu_0)}$, где $\mu_0 = \mu / (1 - \mu)$.

При известной глубине слоя H расчет деформаций жесткого штампа на упругом основании с двумя коэффициентами постели не представляет трудностей. При этом при назначении высоты слоя для упругих тел ограниченных размеров рекомендуется пользоваться положениям, изложенными ранее в работе [5].

По этой методике были выполнены расчеты осадок жесткого штампа в результате деформаций искривления поверхности для условий загрузки конечно-элементных моделей). Основные исходные данные и результаты расчетов приведены выше в таблице. Как показали расчеты, наблюдается хорошая сходимость результатов расчетов осадок по методике [5] с результатами конечно-элементного анализа моделей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н., Смольский А.Е., Скочеляс В.В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. — Минск: Наука и техника, 1973. — 232 с.
2. Nielsen A. and Monteiro P. Concrete: a three phase material // Cement and Concrete Research. — 1993. — Vol. 23. — P.147—151.
3. Ramesh G., Sotelino E. and Chen W. Effect of Transition Zone on Elastic Stresses in Concrete Materials // Journal of Materials in Civil Engineering. — 1998. — Vol.10, № 4. — P.275—282.
4. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона. — Минск: Наука и техника, 1977. — 232 с.
5. Rak N. Calculation of Reinforced Concrete Member Deformation Under Local Compression // Modern Building Materials, Structures and Techniques: Proceedings of 4th international conference. — Vilnius, Technika, 1995. — Vol. II. — P. 46—51.

УДК 624.075.23.001.24

Садовский Ю.И.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ТОРЦЕВЫХ ЗОН ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ КОЛОНН КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ

Проведенные ранее в БГПА экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения с бетонным ядром во внутренней полости на участке ограниченной длины [1] позволили выявить основные закономерности их работы при осевом сжатии. Исследования проводились применительно к объекту внедрения центрифугированных колонн в каркасах зданий связевой схемы с элементами жесткости [2]. Были получены две схемы разрушения — по торцевому сечению от продольного раскола стенки колонны, начинающегося у торцевой поверхности колонны и по бетону полого сече-

ния при достижении предельной сжимаемости бетона стенки колонны. Экспериментально установлена взаимосвязь вида разрушения, а также нагрузок трещинообразования и разрушения с геометрическими параметрами торцевой зоны и в первую очередь высотой бетонного ядра.

Для разработки методики расчета трещиностойкости торцевых зон автором проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния на основе метода конечных элементов и теории полых цилиндров, загруженных переменным по длине давлением.

Рассматривалась осесимметричная задача нагружения толстостенного цилиндра с бетонным ядром во внутренней полости на участке ограниченной длины равномерно распределенной нагрузкой, приложенной по торцу сечения. Переменность деформативных свойств бетона колонны и ядра задавалась с помощью разных упругих характеристик — модуля упругости E , коэффициента поперечного расширения ν , модуля сдвига G .

Для расчета торцевая зона разбивалась на конечные элементы двух видов — с лежащими в основании угловым и кольцевым секторами. В качестве неизвестных системы уравнений приняты перемещения вершин конечных элементов. Окружные перемещения вследствие осесимметричности отсутствуют, поэтому в каждом узле два неизвестных — радиальное и вертикальное перемещения, которые определяются вариационно-разностным методом Ритца, в котором упругий потенциал V и работа нагрузок A выражаются через перемещения. Дифференцируя выражение потенциальной энергии $\Pi = V - A$ системы по каждому из перемещений, получаем систему уравнений, решая которую методом Гаусса, получаем перемещения всех вершин конечных элементов (КЭ). Напряжения в центрах КЭ находим исходя из усредненных деформаций в их центрах, их значения на границах КЭ — по интерполяции или экстраполяции.

Описанная принципиальная схема расчета реализована в виде программы RAKEL, которая использована для численного исследования вариантного ряда торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения, отличающихся геометрическими параметрами и деформативными характеристиками материалов. Сравнительный анализ эпюр напряжений, построенный по результатам вычислений, позволил выявить закономерности изменения напряженно-деформированного состояния торцевых зон колонн при изменении их конструктивных параметров.

При действии на торцевое опорное сечение колонны равномерно распределенной нагрузки возникающие в бетоне осевые напряжения распределяются по сечению неравномерно. Эта неравномерность вызвана разными деформативными характеристиками бетона стенки колонны и ядра замоноличивания, а также различными условиями их опирания, что ведет к перераспределению напряжений по сечению в сторону увеличения их в бетоне колонны и уменьшения в бетоне ядра. Неравномерность распределения осевых напряжений по торцевому сечению составляет от 30 до 70%, причем характерна тенденция ее снижения при увеличении высоты бетонного ядра, а также при увеличении толщины стенки колонны. В целом же бетонное ядро в торцевом сечении несет 50..55% продольного усилия. По мере удаления от торца колонны происходит заметное перераспределение напряжений — они начинают увеличиваться в стенке и уменьшаться в бетоне ядра. Осевые сжимающие напряжения вызывают поперечное расширение бетона стенки и ядра, которые, однако, проявляются по-разному. Как известно [3], при нагружении бетона обе его основные деформативные характеристики — модуль упругости E и коэффициент поперечного

¹ Исследования проводились под руководством к.т.н., доцента Рака Н.А.

расширения, ν изменяются. До уровня напряжений $0,15R_b$ (стадия упругой работы бетона) характерно некоторое уменьшение коэффициента ν . Для области работы бетона до нижней границы микроразрушений R_{crc}^0 характерно почти постоянное значение коэффициента поперечной деформации ν и модуля упругости E . Без особой погрешности коэффициент ν в этом диапазон нагружения может быть принят постоянным и равным $0,2$. Последующее нагружение выше R_{crc}^0 связано с развитием микроразрушений бетона и нарушением его целостности, что ведет к резкому увеличению коэффициента ν (до $0,5$ при верхней параметрической точке R_{crc}^v).

Прочность центрифугированного бетона стенки колонны значительно выше прочности вибрированного бетона ядра. Относительный уровень нагружения ядра (даже с учетом неравномерности распределения осевых напряжений по поперечному сечению) оказался выше, чем бетона стенки колонны, что приводит к работе стенки колонны и бетона ядра в качественно разных стадиях.

Поясним эту разницу на конкретном примере. Торцевая часть колонны (бетон класса В50) выполнена с бетонным ядром из бетона В30 высотой 500 мм. Воспользовавшись зависимостями для вычисления параметрических точек тяжелого вибрированного и центрифугированного бетонов, нетрудно подсчитать, что при достижении в торцевом сечении колонны напряжений, соответствующих упругопластической стадии работы бетона без трещин (например, при R_{crc}^0) в бетоне ядра возникают напряжения, относительный уровень которых уже превышает R_{crc}^v . Таким образом, бетон ядра находится на иной стадии деформирования — на стадии перехода микроразрушений в микротрещины, для которого величина коэффициента ν составляет уже около $0,5$. Это приводит к тому, что в стыке создается внутреннее радиально направленное давление бетона ядра на бетон стенки колонны. Наличие этого давления и является причиной возникновения кольцевых растягивающих напряжений в бетоне колонны, которые и вызывают продольное трещинообразование. Величина этого давления, которое для краткости будем называть радиальным распором, будет зависеть от ряда факторов — от прочностных и деформативных характеристик бетонов ядра и колонны, высоты ядра, соотношения внутреннего и внешнего диаметров колонны и т.д.

В табл. 1 приведены полученные теоретическим путем значения радиального распора в долях от величины продольного сжимающего усилия q для основных про-

Таблица 1. Теоретические величины радиального распора

Характеристики сечения колонны	Характеристики бетона ядра	Величина радиального распора в долях от q
$D = 500 \text{ мм}, \delta_{cm} = 80 \text{ мм}$ $E_b = 3,4 \times 10^4 \text{ МПа}$ $h = 300 \text{ мм}$ $h = 500 \text{ мм}$ $h = 700 \text{ мм}$	$E_b = 2,4 \times 10^4 \text{ МПа}$ $(E_b = 3,3 \times 10^4 \text{ МПа})$	0.0627 (0.0497)
		0.0262 (0.0111)
		0.0161 (0.0048)
$D = 500 \text{ мм}, \delta_{cm} = 60 \text{ мм}$ $E_b = 3,4 \times 10^4 \text{ МПа}$ $h = 300 \text{ мм}$ $h = 500 \text{ мм}$ $h = 700 \text{ мм}$	$E_b = 2,4 \times 10^4 \text{ МПа}$ $(E_b = 3,3 \times 10^4 \text{ МПа})$	0.0414 (0.0285)
		0.0142 (0.0097)
		0.0084 (0.0058)

Анализ данных этой таблицы позволяет сделать следующий вывод:

1. Величина радиального распора зависит от высоты бетонного ядра. При увеличении высоты ядра происходит уменьшение величины распора, причем зависимость между ними нелинейная.
2. При увеличении толщины стенки колонны величина радиального распора увеличивается.
3. Величина радиального распора зависит от деформативных характеристик бетона – при увеличении модуля упругости распор уменьшается, при увеличении коэффициента ν – увеличивается. Для получения минимальной величины распора при прочих равных условиях прочности бетонов ядра и стенки колонны должны быть как можно более близкими по величине.

Анализ расчетных данных свидетельствует о том, что увеличение высоты бетонного ядра приводит к более равномерному распределению осевых напряжений по толщине стенки колонны в месте перехода от сплошного сечения к полуму. Так, неравномерность распределения продольных напряжений составляет при $h = 300$ мм 87 %, при $h = 500$ мм – 52 %, а при $h = 700$ мм – только 37 %. Эпюры радиальных напряжений в сечении по внутреннему радиусу колонны имеют достаточно сложный вид, который может быть аппроксимирован прямоугольником, причем в среднем длина зоны действия радиального распора по длине колонны составляет порядка 65..70 % действительной высоты ядра.

В связи с тем, что на напряженно-деформированное состояние торцевых зон из геометрических факторов наибольшее влияние оказывает высота бетонного ядра, влияние этого параметра было исследовано дополнительно с помощью математического аппарата теории расчета полых цилиндров, в которой шаг изменения высоты бетонного ядра (зоны действия радиального распора) может быть принят каким угодно малым, что, в отличие от метода конечных элементов, не ведет к повышению трудоемкости вычислений.

Известно несколько методов решения задач, связанных с загрузением толстостенных цилиндров переменной по длине нагрузкой, причем все они основаны на численных методах. Применительно к рассматриваемой задаче наиболее удобным является метод В.Л. Бидермана [4], основанный на вариационной формуле Кастилиано.

Конечная система уравнений этого метода, описывающая напряженное состояние стенки колонны, имеет вид

при $\rho = k$ (внутренняя поверхность)

$$\sigma_r = -p; \quad \tau_{r\theta} = 0.$$

$$U \frac{E}{R_1} = p_1 \left(\frac{1+k^2}{1-k^2} \right) + \mu + Z_1 2J_1 + Z_2 2J_2;$$

при $\rho = 1$ (наружная поверхность)

$$\sigma_r = 0; \quad \sigma_z = 0.$$

$$U \frac{E}{r} = p_1 \frac{2k^2}{1-k^2} + Z_1 k_1 - Z_2 k_2;$$

$$\sigma_k = -Z_1(\zeta) V_1(k) - Z_2(\zeta) V_2(k);$$

$$\sigma_t = u \frac{E}{r} - \mu * p_1 + \mu * \sigma_z.$$

$$\sigma_z = -Z_1 V_1(1) - Z_2 V_2(1).$$

$$\sigma_r = U \frac{E}{r} + \mu \sigma_z;$$

В сечении $\zeta = a$ имеет место скачок внутреннего давления $p = -\sigma_r$.

В указанных формулах Z_1 и Z_2 – функции, определяемые из условия минимума потенциальной энергии, V_1 , V_2 , J_1 , J_2 – функции, зависящие от величины текущего радиуса $\rho = r/k$. Указанные функции и их слагаемые определяются по данным работы [3].

В приведенных выше формулах $p = -\sigma_0$ — ордината эпюры радиального распора; E_b — модуль упругости; ν — коэффициент поперечного расширения бетона; r_1 и r_2 — внутренний и наружный радиусы колонны; u — радиальное перемещение; σ_r , σ_z , σ_t — радиальное, осевое и кольцевое напряжения в стенке колонны; a — длина площадки загрузки стенки колонны радиальным распором; ξ — относительная абсцисса рассматриваемого сечения.

Для практической реализации описанного метода была составлена программа SHERSA, с помощью которой было просчитано большое количество вариантов загрузки торцов колонны радиальным распором, отличающихся значениями диаметра, толщины стенки колонны и длины площадки загрузки. Особенностью данного метода является то, что при расчетах не нужно задаваться численными значениями величины радиального распора. Структура математического аппарата метода позволяет получить эпюры напряжений в относительных единицах — долях от p . На графике 1 показаны теоретические эпюры кольцевых напряжений, причем график 1а показывает динамику изменения кольцевых напряжений при изменении длины участка загрузки для образцов с $k = 0,6$ для внутренней грани, а график 1б — то же, для наружной грани колонны.

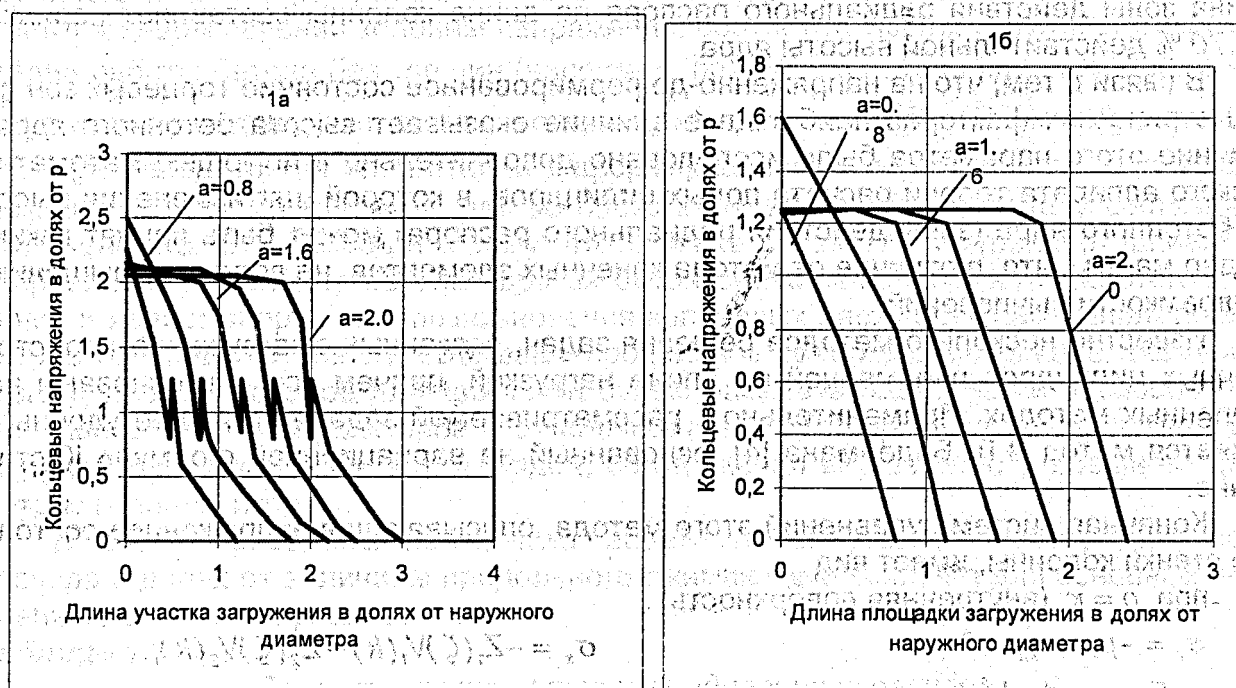


Рис. 1. Динамика изменения кольцевых напряжений в стенке колонны при разных длинах площадки загрузки: 1а — на внутренней, 1б — на внешней грани колонны

Полученные расчетом теоретические эпюры подтверждают основные закономерности работы образцов, выявленные экспериментально. Так, во всех случаях сечением с максимальным значением кольцевого растягивающего напряжения является торцевое ($\xi = 0$) сечение. По мере удаления от торца колонны до конца участка загрузки происходит уменьшение величины кольцевых напряжений, затем в точке скачка радиального распора (при $\xi = 0$) они скачкообразно увеличиваются, а затем уменьшаются до минимальных значений, стремящихся к нулю. Таков характер изменения кольцевых напряжений на внутренней поверхности колонны. На наружной поверхности зависимость примерно та же, но без скачка в точке $\xi = a$. В связи с увели-

чением текущего радиуса ρ абсолютные значения кольцевых напряжений на наружной поверхности меньше чем на внутренней.

Анализ теоретических эпюр позволил выявить интересную закономерность, касающуюся величины максимального кольцевого напряжения на торце колонны. Как видно из графиков, сначала при увеличении длины площадки загрузки, а максимальное кольцевое напряжение $\sigma_{t,max}$ увеличивается, затем уменьшается, асимптотически приближаясь к определенному значению, величина которого зависит от соотношения внутреннего и наружного радиусов. Такое изменение $\sigma_{t,max}$ от a при различных значениях k дает возможность предположить, что при определенной величине длины площадки загрузки, неодинаковой для образцов с различными значениями k , величина $\sigma_{t,max}$ будет величиной постоянной для данного соотношения параметров колонн.

На рис. 2 представлены сводные графики зависимости максимального кольцевого растягивающего напряжения от длины площадки загрузки, просчитанный в диапазоне a от $0,2R$ до $4R$ с шагом $0,1R$.

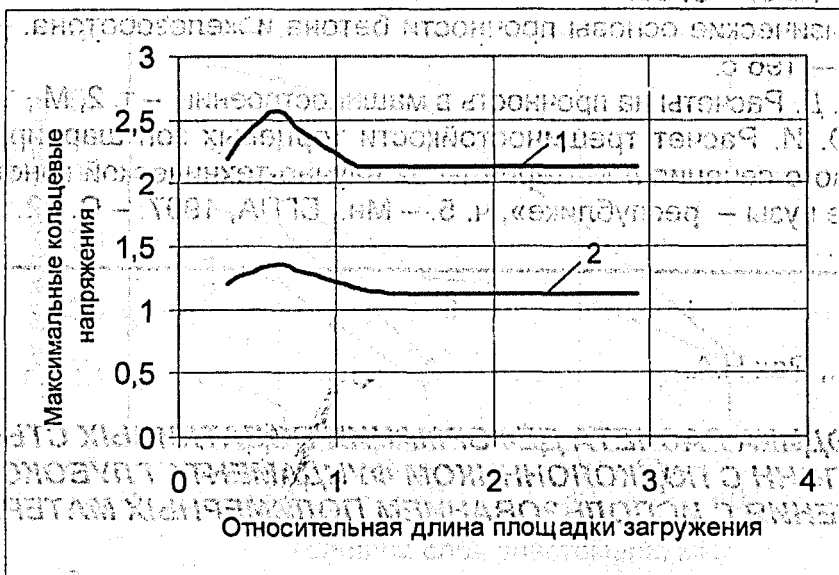


Рис. 2. Зависимость максимального кольцевого напряжения от длины площадки загрузки в стенке колонны с текущим радиусом $k = 0,6$

Данные графиков полностью подтверждают это предположение. Так, для $k = 0,6$ $\sigma_{t,max}$ достигает пика при $a = 0,66 R$ при численном значении $\sigma_{t,max} = 2,54\rho$ (при $\rho = k$) и $1,35\rho$ (при $\rho = 1$), затем уменьшается и при длине площадки загрузки $a = 1,4R$ становится величиной постоянной, равной $2,12\rho$ (при $\rho = k$) и $1,12\rho$ (при $\rho = 1$).

Полученные расчетом параметрические точки сводного графика свидетельствуют о том, что длина площадки загрузки при одном же значении величины радиального распора действительно влияет на величину кольцевого напряжения, увеличивая его примерно на 20%. При увеличении длины площадки загрузки свыше определенных для каждого значения k величин значение $\sigma_{t,max}$ становится величиной постоянной. Для $k = 0,6$ зона влияния a на $\sigma_{t,max}$ составляет примерно $1,4R$, для $k = 0,8$ она составляет $1,6R$. Необходимо отметить, что данная методика расчета дает несколько завышенные результаты, поэтому теоретически высоту бетонного ядра исходя из предположения, что длина площадки действия радиального распора составляет 70% ее высоты, следует принимать не менее наружного диаметра колонны, что хорошо согласуется с опытными данными.

На основе проведенных теоретических исследований напряженно-деформированного состояния торцевых зон шарнирно опертых центрифугированных колонн кольцевого сечения предложен практический метод расчета трещиностойкости торцевых зон [5], а также разработаны рекомендации по изготовлению шарнирно опертых колонн, которые использовались при проектировании колонн связевого каркаса с элементами жесткости — корпуса ПО «БелАВТОМАЗ» в г. Жодино.

ЛИТЕРАТУРА

1. Клевцов В. А., Садовский Ю. И. Экспериментальные исследования работы торцевых зон шарнирно опертых колонн полого сечения // Вопросы строительства и архитектуры. — Минск, 1988. — Вып. 14. — С. 39-41.
2. Пецольд Т. М. Принцип концентрации материала при проектировании каркасов одноэтажных производственных зданий // Строительство и архитектура Белоруссии. — 1982. — № 3. — С. 39.
3. Берг О. Я. Физические основы прочности бетона и железобетона. — М., Госстройиздат, 1962. — 196 с.
4. Пономарев С. Д. Расчеты на прочность в машиностроении. — т. 2, М., 1958. — 546 с.
5. Садовский Ю. И. Расчет трещиностойкости торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения // Материалы 52 научно-технической конференции БГПА «Технические вузы — республике», ч. 5. — Мн., БГПА, 1997. — С. 22.

УДК 624.078.6.

Садовский Ю. И., Рак Н. А.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ПОДАТЛИВЫХ СТЫКОВ КОЛОНН С ПОДКОЛОННИКОМ ФУНДАМЕНТА ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В БГПА проведены экспериментальные исследования особо податливых стыков колонн с применением полимерных материалов. Исследования выполнялись применительно к стыкам железобетонных колонн с подколонником фундаментов глубокого заложения, имеющим такое же поперечное сечение, для сборно-разборных и мобильных зданий [1]. Конструктивное решение стыков принималось в соответствии с техническим решением [2].

Основными варьируемыми факторами в программе эксперимента факторами были: размеры поперечного сечения образцов (200, 300, 400 мм), толщина эластомерной прокладки (от 5 до 45 мм) величина продольной силы (300, 600 кН), угол поворота колонн относительно друг друга, определяемый смещением середины фрагмента.

Испытания проводились на фрагментах общей длиной 5000 мм, состоящих из двух состыкованных одинаковых образцов колонн с укладываемыми между их торцевыми плоскостями эластомерными прокладками разных толщин, в качестве которых использовались резиновые плиты производства ПО «Беларусьрезинотехника» твердостью 55-60 единиц по Шору. Испытания проводились по схеме продольно-поперечного изгиба, позволявшей при постоянно приложенной величине продольного усилия, с помощью бокового нагружения обеспечивать свободное деформирование конструкций относительно друг друга [3].

Характер изменения поперечной нагрузки при испытаниях показал, что наиболее интенсивно ее рост проявляется на первых этапах, затем он замедляется и практически стабилизируется на определенной для каждого фрагмента величине. Все фрагменты доводились до контрольного смещения их середины, равного 25 мм, что обеспечивало углы поворота, соответствующие максимально возможным в колоннах температурных блоков до 216 мм. Максимальные же углы поворота конструкций, достигнутые при испытаниях, превышали реально возможные примерно в 1,5 раза.

Анализ полученных данных (рис. 1) показывает, что наблюдается выраженная зависимость уменьшения поперечной силы при увеличении толщины слоя эластомера. Так, при увеличении толщины эластомера в образцах 1 группы (с размером поперечного сечения 300 мм) с 5 до 20 мм величина поперечного усилия снизилась в 3,4 раза при продольном усилии $N = 300$ кН и в 2,8 раза при продольном усилии $N = 600$ кН.

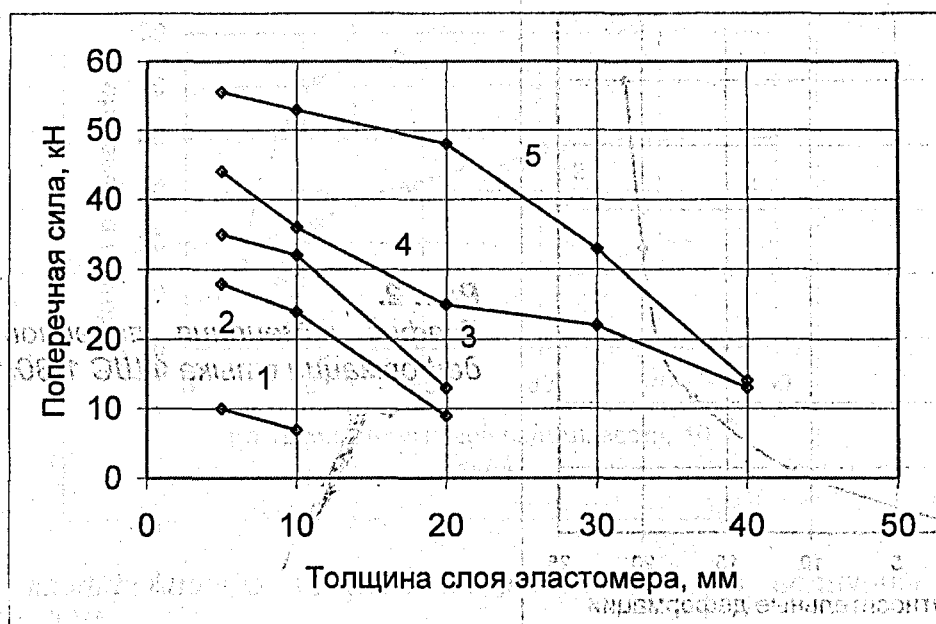


Рис. 1.

Экспериментальная зависимость максимальной поперечной силы от толщины слоя эластомера для фрагментов: 1- ФШС 2-20 (при $N = 300$ и 600 кН), 2 – ФШС 1-30 при $N = 300$ кН, 3- ФШС 1-30 при $N = 600$ кН, 4 – ФШС 3-40 при $N = 300$ кН, 5 – ФШС 3-40 при $N = 600$ кН.

Полученные данные свидетельствуют, что с увеличением уровня продольной нагрузки необходима большая поперечная сила для того, чтобы сместить середину фрагмента на ту же величину. В среднем увеличение продольного усилия в 2 раза (с 300 до 600 кН) привело в образцах 1 и 3 групп (с размером поперечного сечения 400 мм) к увеличению величины поперечного усилия в 1,2-1,6 раза, причем разница уменьшалась при увеличении толщины эластомера. В образцах же 2 группы (с размером поперечного сечения 200 мм) это различие практически не проявилось.

Увеличение толщины слоя эластомера сверх указанных выше пределов привело к неожиданному результату – при достижении толщины эластомера соответственно 30, 20 и 45 мм для стыков 1-3 групп был достигнут минимум значения поперечной силы, который надо приложить для начального смещения середины фрагмента, после которого начинается свободное деформирование (поворот) колонн под действием только продольного усилия без дополнительного приложения поперечной

нагрузки. Эта закономерность хорошо иллюстрируется графиком рис. 1, если продлить экспериментальные кривые до пересечения с осью толщин эластомера. Таким образом, экспериментально выявлен верхний предел толщины эластомерной прокладки, равный примерно $1/10$ размера поперечного сечения колонны, при превышении которого уже не происходит дальнейшего увеличения угловой податливости стыка. Исследования показали, что линейные деформации стыков практически полностью происходят за счет деформаций слоя эластомера. К примеру, продольная деформация бетона колонны составляет всего 0,9 % от деформаций эластомера при той же нагрузке. Продольная линейная деформация эластомера изменяется крайне неравномерно по мере роста сжимающего усилия. На первых этапах нагружения проявляются большие приращения деформаций, а затем величина приращений резко снижается (рис. 2).

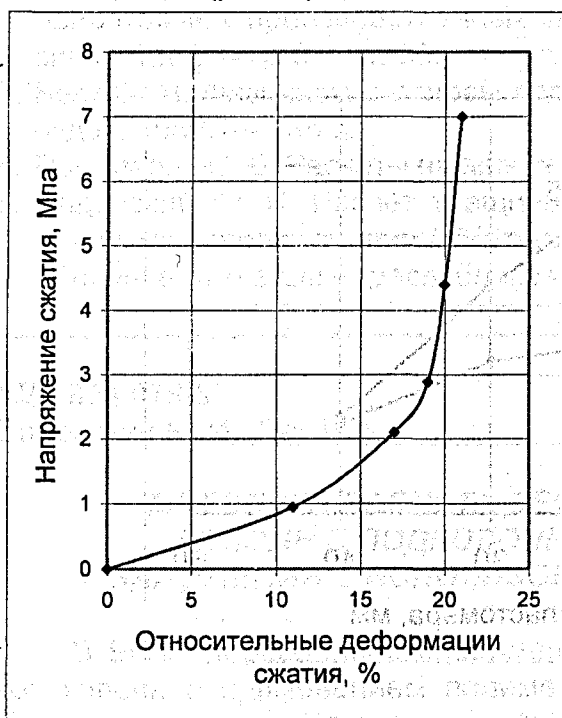


Рис. 2.
График изменения линейной продольной деформации стыка ФШС 1-30(10)

Средние относительные величины линейной продольной податливости испытанных стыков приведены в табл. 2. Они показывают, что в среднем коэффициент линейной продольной деформативности увеличивается примерно пропорционально толщине слоя эластомера. Что касается поперечной линейной податливости стыков, замеры показали, что при данной схеме испытаний, обеспечивающей свободный и симметричный поворот колонн при отсутствии срезающих сил и принятых конструктивных мерах (наличие центрирующего штыря), ее величиной можно пренебречь.

Основным фактором, влияющим на напряженно-деформированное состояние стыков и распределение усилий в схеме каркаса зданий, является угловая податливость, количественно характеризуемая коэффициентом C_{ϕ} , численно равному углу поворота конструкции при действии единичного изгибающего момента.

По мере поворота колонны, т.е. при увеличении величины изгибающего момента, коэффициент податливости увеличивается. Так, для стыка ФШС 1-30(5) при продольной нагрузке 600 кН коэффициент податливости изменяется от $0,47 \times 10^{-7}$ рад/нм на первом этапе нагружения до $1,95 \times 10^{-7}$ рад/нм на последнем. Динамика изменения значения коэффициента угловой податливости для этого стыка показана на рис. 3.

При увеличении значения продольного усилия до 600 кН для этого же образца коэффициент податливости меняется в диапазоне от $0,74 \times 10^{-7}$ рад/нм до $3,27 \times 10^{-7}$ рад/нм, что свидетельствует о том, что угловая податливость уменьшается при увеличении усилия сжатия.

При увеличении толщины слоя эластомера угловая податливость резко растет. Так, для образцов группы ФШС 1-30 при прочих равных условиях коэффициенты C_{ϕ} угловой податливости составили $0,51 \times 10^{-7}$ рад/нм, $2,34 \times 10^{-7}$ рад/нм, $6,81 \times 10^{-7}$ рад/нм соответственно при толщине эластомера 5, 10 и 20 мм.

Увеличение же размеров поперечного сечения колонн, наоборот, приводит к уменьшению угловой податливости. Так, для стыков с одной и той же толщиной слоя эластомера 5 мм при прочих равных условиях опытные значения коэффициентов податливости составили $2,32 \times 10^{-7}$ рад/нм и $0,64 \times 10^{-7}$ рад/нм соответственно для стыков ФШС 1-30 (5) и ФШС 3-40(5).

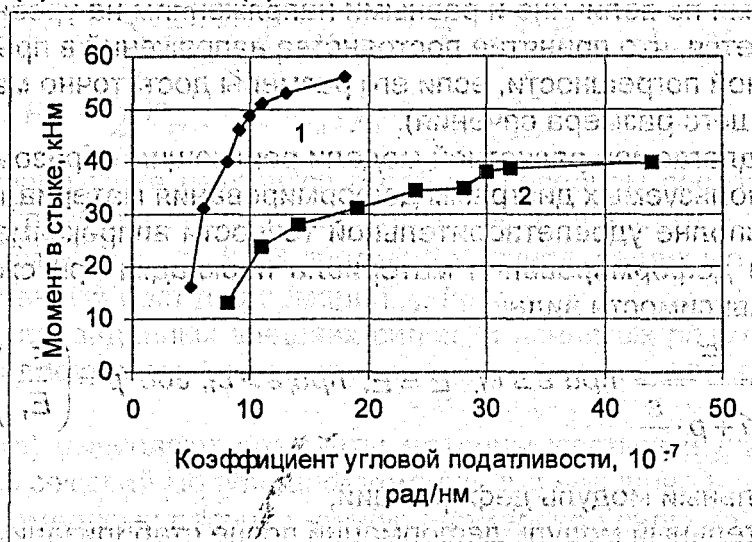


Рис. 3. Зависимость коэффициента угловой податливости от величины момента в стыке ФШС 1-30(5): 1 – при продольном усилии 600 кН; 2 – при продольном усилии 300 кН

Таким образом, полученные экспериментальные данные свидетельствуют о неупругом деформировании узла сопряжения колонны с фундаментом с применением полимерных прокладок.

Анализ полученных экспериментальных данных позволил разработать расчетную модель для определения деформаций узла сопряжения колонны с фундаментом с применением полимерных прокладок.

При разработке указанной модели приняты следующие предпосылки и допущения:

1. Деформации узла сопряжения определяются деформативными свойствами материала прокладок и практически не зависят от прочностных и деформативных свойств бетона сопрягаемых конструкций.
2. Связь между прокладкой и бетоном сопрягаемых конструкций односторонняя, т.е. может работать только на сжатие.
3. Обобщенной характеристикой материала прокладок является диаграмма его деформирования при сжатии.
4. Касающиеся прокладок плоскости сопрягаемых конструкций остаются плоскими при всех видах перемещения (осадке и повороте).

Таким образом, в основу предлагаемой расчетной модели положена диаграмма деформирования материала прокладки и гипотеза плоских сечений. Расчетная модель кроме этого включает уравнения равновесия внутренних и внешних сил в нормальном сечении.

Главным достоинством предлагаемой расчетной модели является то, что, основываясь на ней можно выполнять расчет деформаций рассматриваемых узлов сопряжения на всех стадиях деформирования, в том числе при переменной площади контакта.

Применение предлагаемой модели требует при переходе от напряжений в прокладках к обобщенным усилиям (внутренним моментам и нормальной силе) выполнять процедуру численного интегрирования по высоте и ширине контактного сечения. Для этого оно условно делится на отдельные малые участки (как правило, прямоугольной формы), в пределах которых напряжения в материале прокладки принимаются постоянными по величине и равными напряжениям на уровне центра тяжести участка. Считается, что принятие постоянства напряжений в пределах участка не вносит существенной погрешности, если его размеры достаточно малы (не более 1/20 соответствующего размера сечения).

Точность предлагаемой расчетной модели решающим образом определяется адекватностью используемых диаграмм деформирования материалов прокладки.

В частности вполне удовлетворительной точности аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования материала прокладки при сжатии можно достичь с помощью зависимости вида

$$E = \frac{E_0}{\sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad E = E_1 \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1; \quad \text{где } p = \left(\frac{E_0}{E_1} \right)^2 - 1 \quad (1)$$

Здесь: E_0 — начальный модуль деформаций;

E_1 — касательный модуль деформаций после стабилизации;

ε — относительная деформация сжатия;

ε_1 — относительная деформация сжатия в конце стабилизации.

Зависимость напряжений в материале прокладки от относительных деформаций при сжатии будет иметь следующий вид

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p} \sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad \sigma_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p} \sqrt{1 + p + E_1 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_1)} \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1 \quad (2)$$

Секущий модуль деформаций материала прокладки тогда определяется по следующим зависимостям

$$E_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p \cdot \varepsilon} \sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad E_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p \cdot \varepsilon} \sqrt{1 + p + E_1 \cdot (1 - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon})} \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1$$

При расчете принято, что напряжения в материале прокладки σ_c равномерно распределены по элементарной площадке площадью A_c .

Независимо от схемы приложения внешних сил записывают три условия равновесия, причем в качестве моментных осей принимают произвольно выбранные координатные оси.

Условия равновесия внешних и внутренних сил в единообразной форме на любом уровне загрузки записываются в виде:

$$N_z = \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn}; \quad M_x = - \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn} \cdot x_n; \quad M_y = - \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn} \cdot y_n;$$

Учитывая, что

$$\sigma_{cn} = E_{cm,n} \cdot \epsilon_{cn} \text{ и } \epsilon_{cn} = \epsilon_z - k_x \cdot X_n - k_y \cdot Y_n, \quad (3)$$

в матричной форме условия равновесия могут быть записаны:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \epsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

где слева вектор-столбец внешних сил, а справа – матрица жесткости и вектор-столбец деформаций, а k_x, k_y – кривизны оси прокладки в плоскостях, совпадающих с осями X и Y . Элементы матрицы жесткости рекомендуется рассматривать как некоторые переменные жесткостные характеристики сечения:

$$\begin{aligned} R_{11} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} & R_{12} &= R_{21} = -\sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n \\ R_{13} &= R_{31} = -\sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot Y_n & R_{22} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n^2 \\ R_{23} &= R_{32} = \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n \cdot Y_n & R_{33} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot Y_n^2 \end{aligned} \quad (5)$$

Если узел сопряжения находится в работоспособном состоянии, то заданным внешним силам и принятым размерам соответствует некоторый вполне определенный вектор деформаций ϵ_z, k_x, k_y . В противном случае, заданные внешние силы вызывают неограниченный рост деформаций ϵ_z, k_x, k_y .

Систему (4) при заданных внешних силах и принятых размерах сечения относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму:

1. по формулам (5) вычисляют элементы матрицы жесткости для принимая $E'_{c,n} = E_{c,mid}$, где $E_{c,mid}$ – секущий модуль деформаций при величине напряжений, соответствующей равномерному распределению нормальной силы по контактной площади узла сопряжения;
2. решают систему уравнений (4) с постоянными коэффициентами, относительно ϵ_z, k_x, k_y ;
3. определяют продольные деформации материала прокладки для центров элементарных участков A_c , пользуясь зависимостями (3);
4. по аналитическим зависимостям, описывающим диаграммы деформирования на основании зависимости, устанавливают значения секущих модулей упругости $E'_{c,n}$ (в случае, когда $\epsilon \leq \epsilon_1$ $E'_{c,n}$ принимают равным 0);
5. по формулам (5) уточняют элементы матрицы жесткости;
6. повторяют решение со второго пункта.

Итерационный процесс считают законченным, если относительное среднее квадратичное приращение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию:

$$\sqrt{\frac{1}{3} \left[\left(\frac{\epsilon_{z,l} - \epsilon_{z,l+1}}{\epsilon_{z,l} + \epsilon_{z,l+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{x,l} - k_{x,l+1}}{k_{x,l} + k_{x,l+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{y,l} - k_{y,l+1}}{k_{y,l} + k_{y,l+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta,$$

где Δ – критерий сходимости, который допускается принимать $\Delta = 0.001$.

По окончании итерационного процесса, умножая элементы найденного вектора деформаций на первоначальную (до приложения нагрузок) толщину прокладки, получаем величины вертикальной осадки узла в выбранном центре координат и угловые деформации узла в направлении соответствующих осей.

Сопоставление рассчитанных по приведенной выше методике деформаций узлов сопряжения опытными величинами показали их вполне удовлетворительную сходимость в широком диапазоне изменения геометрических размеров узлов и сочетаний внешних усилий. Это позволяет рекомендовать применение приведенной методики в практике проектирования колонн с податливыми узлами для связевых каркасов зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корзун С. И., Садовский Ю. И. Экспериментальные исследования работы шарнирного узла сопряжения колонны с подколонником фундамента // Вопросы строительства и архитектуры, вып. 15. — Мн., 1988. — С. 24–27.
2. А.С. 903497 (СССР). Способ устройства шарнирного стыка железобетонных конструкций / В.А. Клевцов, И. А. Петров, Т. М. Пецольд и др. — Б.И., 1982, № 5.
3. Рак Н. А., Садовский Ю. И., Нановский И.Н. Методика испытаний податливых узлов сопряжения колонн с фундаментами глубокого заложения // В сб. тезисов все-союзной конференции «Экспериментальные исследования инженерных конструкций». — Новополоцк, 1986. — С. 276.

УДК 691.328.1:624.073.6

Салех Али Хамуд

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СПОСОБА УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

Техническое перевооружение предприятий и реконструкция эксплуатируемых зданий и сооружений в ряде случаев связаны с необходимостью повышения несущей способности сооружений путем их усиления. Сборные железобетонные многопустотные панели являются наиболее массовыми изделиями, используемыми в перекрытиях объектов строительства промышленного и гражданского назначения, возведенных за период не менее 30-ти истекших лет.

В процессе эксплуатации, как выявляется при обследованиях, в связи с уменьшением прочности бетона сжатой зоны, образованием потерь площади поперечного сечения рабочей арматуры вследствие коррозии, ослаблением сцепления арматуры с бетоном, а также в связи с накоплением различных других дефектов и повреждений наблюдается существенное снижение несущей способности панелей. Перекрытие в виде сборного многопустотного настила будут широко использоваться в строительстве так же и в обозримом будущем. Поэтому решение проблемы усовершенствования способов усиления таких конструкций представляется весьма актуальным, имеющим как научное, так и практическое значение.

На кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» ПГУ разрабатываются, экспериментально исследуются и внедряются способы усиления многопустотных панелей перекрытия, эксплуатируемых строительных сооружений, позволяющие получить экономический эффект усиления по критериям материальных и трудовых затрат. Эти способы условно разделены на две группы. К первой группе отнесены способы усиления, применяемые после разгрузки панелей, ко второй группе – способы с предвари-

тельным напряжением дополнительной арматуры, используемые для усиления под нагрузкой. Способы усиления второй группы не изучены достаточно полно.

Необходимость проведения исследования прочности нормальных сечений и жесткости усиления элементов обусловлена неизученностью некоторых вопросов: во-первых – влияние нагрузки, приложенной до усиления, на работу усиленных конструкций; во-вторых – распределение усилий в усиленной конструкции между основной и дополнительной арматурой.

Одним из наиболее эффективных усиления является способ создания натяжения дополнительной арматуры методом оттяжки в пределах пустоты панели (рис. 1) [1]. Суть данного способа состоит в следующем. В приопорных зонах (l_{sp}) многопустотной панели выпиливаются отверстия для установки стальных ограничительных пластин 1 с прорезью для арматуры. Затем вводится вдоль пустоты арматурный стержень 2, концы которого отгибаются в направлении к нижней грани и затем бетонируются пустоты на участках длиной l_{sp} . После выдержки бетона приопорных зон до набора достаточной прочности натягают дополнительную арматуру 2 натяжными болтами 3 устанавливаемыми через отверстия со стороны нижней грани. После фиксации натянутой арматуры и контроля величины преднапряжения заполняется оставшееся пространство пустот бетонной смесью и, при необходимости, создается наращивание сечение нанесением слоя бетона 4 толщиной h_b по верхней грани панели. После достижения необходимой прочности бетоном замоноличивания и наращивания выполняется плавная передача предварительного нагружения арматуры на конструкцию освобождением натяжных болтов. При увеличении внешней нагрузки предварительно напряженная арматура усиления включается в работу в условиях совместного деформирования с окружающим бетоном замоноличивания, обеспечивая также огне- и коррозионную стойкость дополнительной рабочей арматуры панели.

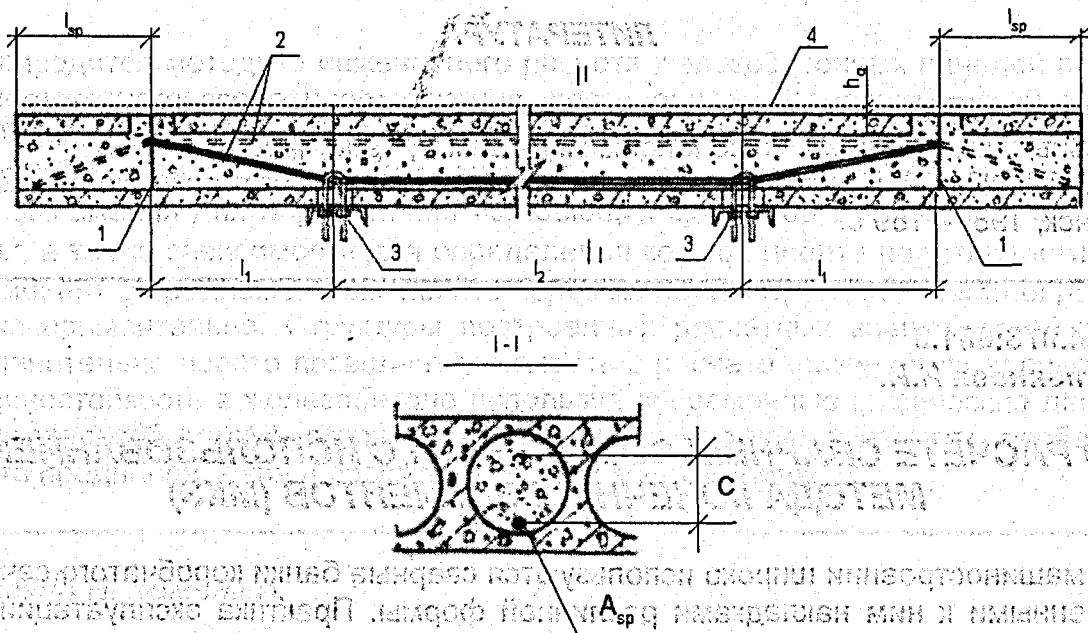


Рис. 1. Способ усиления железобетонной многопустотной панели перекрытия дополнительной предварительно напрягаемой арматурой

Для экспериментального исследования данного способа усиления планируются испытания опытных конструкций с использованием сборных железобетонных многопустотных панелей. Планом эксперимента предусматривается варьирование следующих параметров:

- 1) предварительное напряжение дополнительной арматуры σ_{sp} , МПа (200; 350; 500);
- 2) уровень нагрузки на панели до усиления по отношению к предельной P/P_u , % (20; 40; 60);
- 3) толщина слоя бетона наращиваемого сечения h_d , мм (40; 70; 100).

Каждый варьируемый фактор исследуется в диапазоне рациональной области изменений и при различных их сочетаниях. Значение предварительного напряжения дополнительной арматуры, для реализации его в эксперименте, вычисленных из зависимости его от величины отклонения стержня (С) при натяжении (рис.1) вычисленной по средней формуле [2].

$$C = \frac{ml_1}{2n} \sqrt{\left(\frac{l_1 \cdot \sigma_{sp}}{l_1 \cdot E_s} + 1\right)^2 - 1}$$

где: l — полная длина ветви затяжки;
 l_1 — длина отклоняемого участка ветви затяжки между крайними упорами;
 σ_{sp}, E_s — предварительное напряжение и модуль упругости затяжки;
 n — количество стяжных болтов на отклоняемом участке;
 m — количество отклоняемых участков, разделенных горизонтальными участками.

В результате экспериментально-теоретических исследований предполагается разработать методику расчета нормального сечения усиленных плит перекрытия на основе использования реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры, получить конкретные и обоснованные рекомендации к проектированию и осуществлению данного способа усиления, что позволит снизить расход материалов при обеспечении достаточной несущей способности и надежности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Новополоцк: Изд-во ПГУ, 1998 - 198 с.
2. Пособие П1-98 к СнИП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций. — Минск, 198. — 189 с.

УДК 624.073:681.3

Севостьянова И.И.

О РАСЧЕТЕ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (МКЭ)

В машиностроении широко используются сварные балки коробчатого сечения с приваренными к ним накладками различной формы. Практика эксплуатации таких конструкций показывает, что сварные соединения накладок с балкой являются концентраторами напряжений и могут явиться причиной разрушений (изломов, трещин). Для расчета соединений подобного рода перспективным представляется использование МКЭ. При этом возможно рассчитывать накладки любого очертания с отверстиями и без них, приваренные к балке по всему или части контура. Жесткий контакт между накладкой и балкой осуществляется только по определенному контуру (сварной шов). Перемещения точек балки и накладки в этом месте принимаются одинаковыми, на этом основании определяется напряженно-деформированное состояние

узла на основе линейной теории упругости. Определяя перемещения точек произвольно очерченного контура на балке и принимая их за известные перемещения контурных точек накладке, выясняется и напряженное состояние накладки и сварного шва. Деформации и напряжения балки и сварного шва определяются методами сопротивления материалов. Выяснение напряженно-деформированного состояния накладки сводится к решению плоской задачи теории упругости со смешанными граничными условиями при известных перемещениях в точках, лежащих на контуре шва. В других точках контура, где нет жесткого контакта накладки и балки, известны усилия, но неизвестны перемещения. Расчеты выполняются методом конечных элементов в варианте метода перемещений, который обладает большей универсальностью, простотой алгоритмизации и программирования. В качестве конечных элементов используются треугольные с узлами в вершинах треугольников. Положение элементов полностью определяется заданием шести компонентов узловых перемещений. Учет смешанных граничных условий приводит к разделению матриц разрешающих уравнений МКЭ и самих уравнений на две группы, из которых и определяются неизвестные перемещения и усилия в узлах контура накладки. Расчет сварного шва производится по найденным усилиям в узлах контура накладки.

УДК 624.074

Сухарев А.А., Колчунов В.И.

РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОСВЯЗНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Приводится методика инженерного расчета железобетонных панелей перекрытий многосвязного поперечного сечения, построенная на энергетической основе с применением теории составных стержней в форме метода сил. Расчетная схема панели представлена в виде двухэлементного составного стержня. Получены аналитические выражения для определения изгибающих моментов в каждом из элементов стержня, а также зависимость для определения коэффициента податливости шва ξ . Коэффициент ξ предложено вычислять через изгиб конструкции – легко определяемый экспериментально. Структуры построенных расчетных зависимостей таковы, что сравнительно просто позволяет учитывать в расчете физическую нелинейность и трещиностойкость в железобетоне используя современные физические деформирования железобетонных стержневых элементов, а также учитывать особенности эффекта преднапряжения в рассматриваемых конструкциях.

Сычевский Н., Хомчик П.

ВЛИЯНИЕ ЗАКРЕПЛЕНИЯ НЕЗАГРУЖЕННОГО КОНЦА НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ БРУСЬЕВ СТРЕЛОЧНЫХ ПЕРЕВОДОВ

В Польше ширина железнодорожного пути составляет 1435 мм. Применяются рельсы типа S-49 и S-60 (или UIC 60). Брусья для стрелочных переводов являются балками различной длины, в пределах 2200–5000 мм. В последнее время в Польше

началось производство преднапряженных брусьев типа SP-93, которые являются струнобетонными балками постоянного сечения по длине. Применяются упругие скрепления рельсов к брусам, а также рельсов к шпалам типа SKI 12. Скрепления к брусам прикреплены винтами ввинченными в полиэтиленовые дюбеля. Поперечное сечение брусьев трапецевидное с основаниями 260 мм и 290 мм и высотой 210 мм. Вес погонного метра бруса — 152 кг, поверхность поперечного сечения 601 см², а поверхность опирания на балласт — 2999 см²/м. Напрягаемое армирование составляют 12 стальных стержней диаметром 8 мм с механическими анкерами в виде высаженных головок типа ВВКУ. Анкеровку арматуры, в основном, обеспечивают высаженные головки и стальные плиты. Сцепление арматуры с бетоном имеет второстепенное значение. Напрягающее усилие, после учёта потер напряжения равно 551,52 кН. Эксцентриситет равнодействующей напрягающей силы составляет 5 мм ниже центра тяжести поперечного сечения. Брусья изготавливают с бетона марки 50.

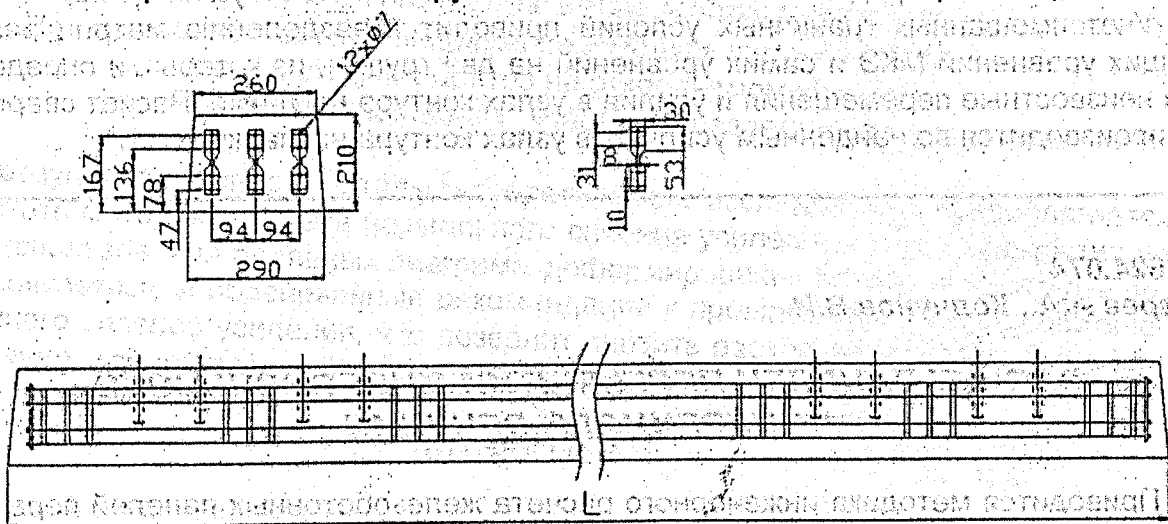


Рис. 1. Преднапряженный брус (типа Sp-93) стрелочных переводов

Расчётную статическую схему бруса принято в виде балки постоянной жёсткости на упругом основании. Коэффициент постели балластного слоя и земляного полотна принято равным $C = 100 \text{ N/cm}^3$. Схему внешней нагрузки принято (согласно требованиям ПКП) в виде сосредоточенных сил [1, 2] вертикальной равной $P = 140,00 \text{ кН}$, горизонтальной $H = 60,00 \text{ кН}$, напрягающая сила с учётом потер равна 551,52 кН. Принято также опирание на балластном слое равномерное на всей длине бруса. В зависимости от местонахождения бруса в переводе меняется схема загрузки. Проведены расчёты (методом конечных элементов) для следующих брусков: № 28, 39, 50 стрелочного перевода типа RzS49-190-1:9. Фрагмент дискретизации бруса № 39 приведено на рис. 2. Внешнюю нагрузку и напрягающее усилие заменено на узловые силы. Расчёт брусьев проведён при условии не существования других (кроме балластного слоя) элементов ограничивающих перемещение бруса. Брус рассчитано как отдельную балку на упругом основании. В действительности брусья работают вместе с рельсами. Нагрузка действует на левом участке бруса, а правая часть остаётся незагруженной. Незагруженная часть бруса будет перемещаться вверх при всех трёх схемах нагрузки. Перемещение незагруженного правого конца бруса № 39 при правой схеме нагрузки составляет 0,16 см. Перемещение определено при условии невесомости бруса. Собственный вес бруса, а также правый крайний рельс будут противодействовать перемещению правого конца бруса. В связи с жёсткостью рельсов, вес соседних брусьев будет также противодействовать перемещениям бруса.

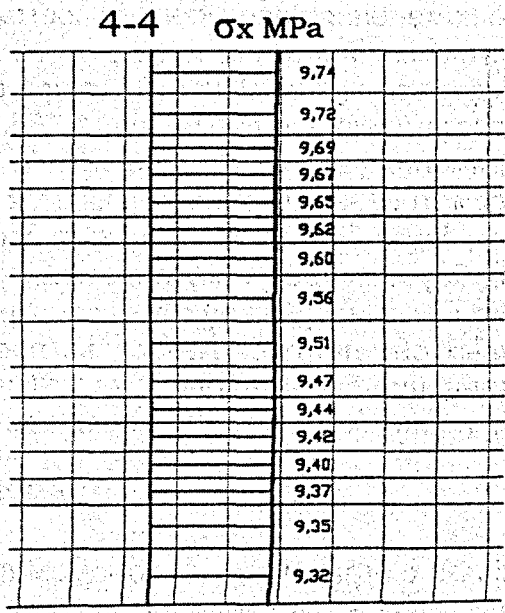
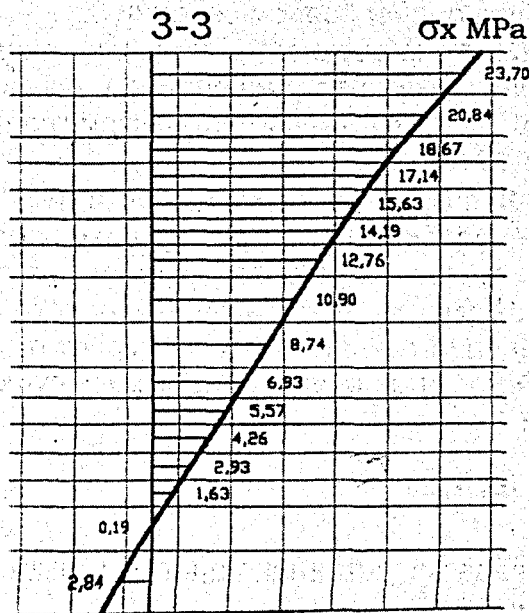
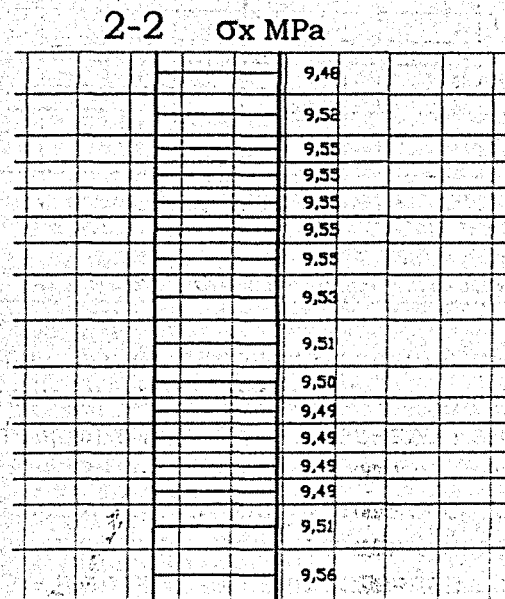
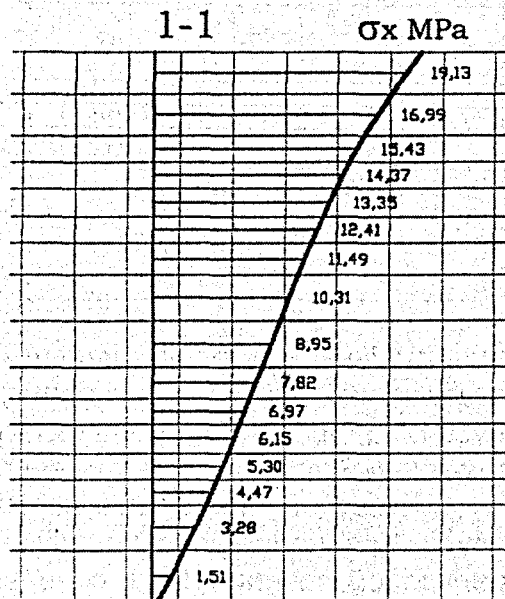
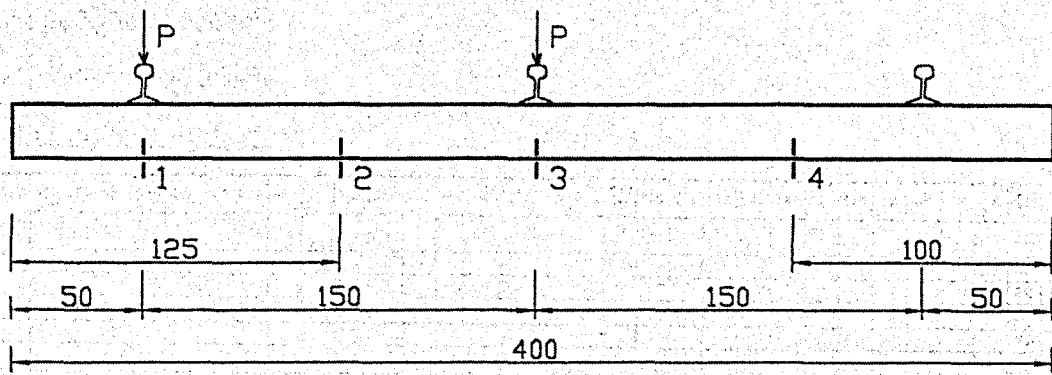


Рис. 3. Эпюры нормальных напряжений при первой схеме нагрузки

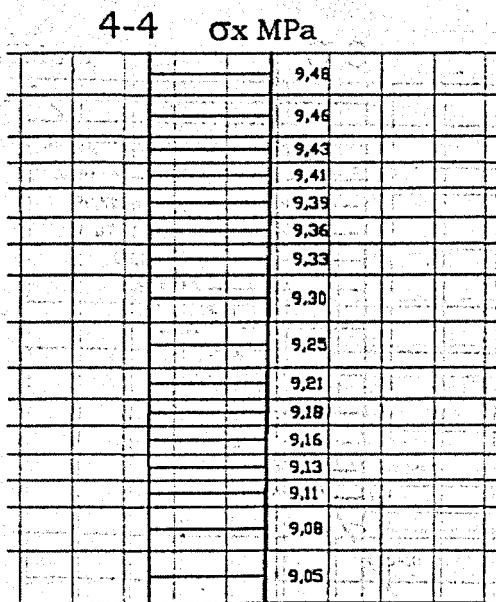
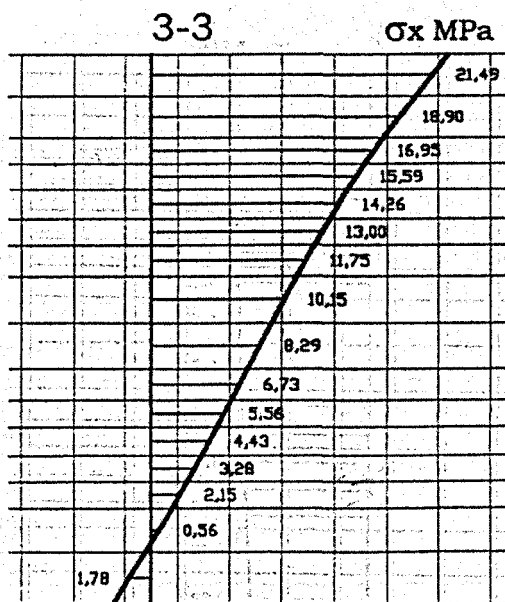
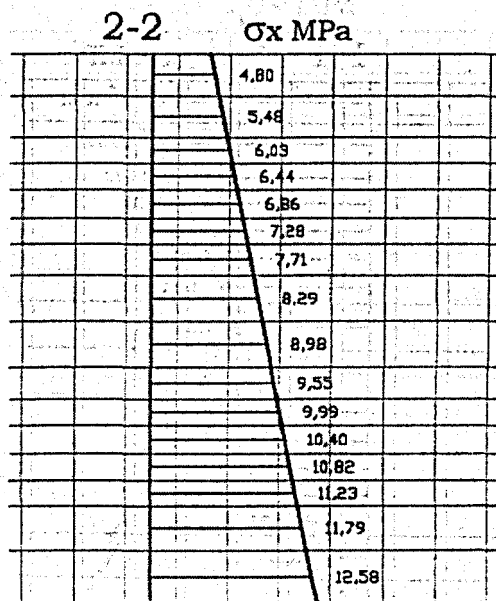
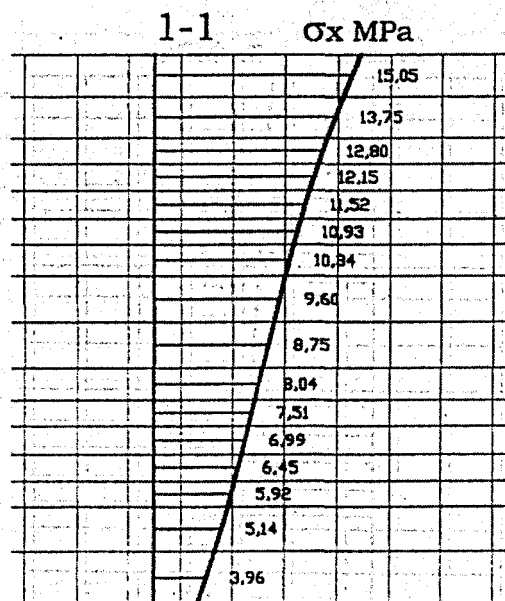
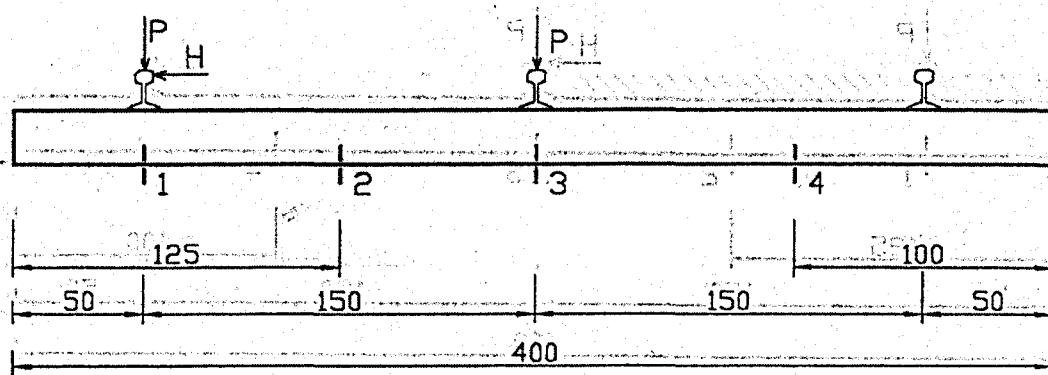


Рис. 4. Эпюры нормальных напряжений при второй схеме нагрузки

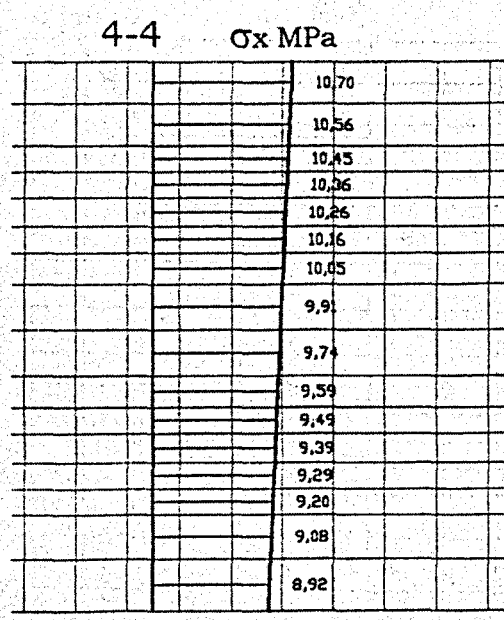
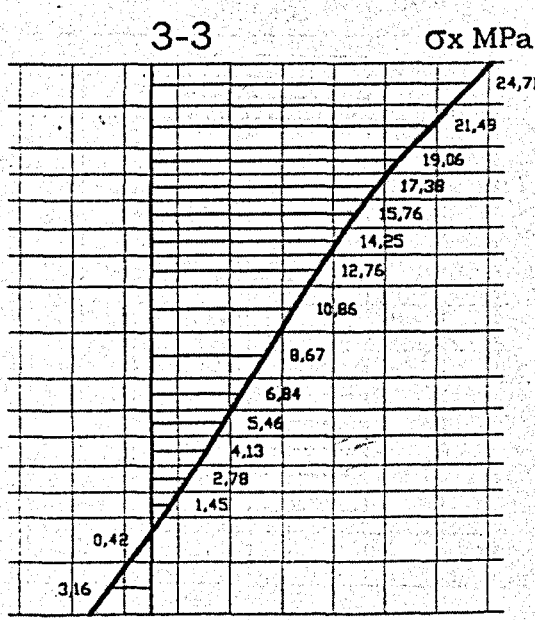
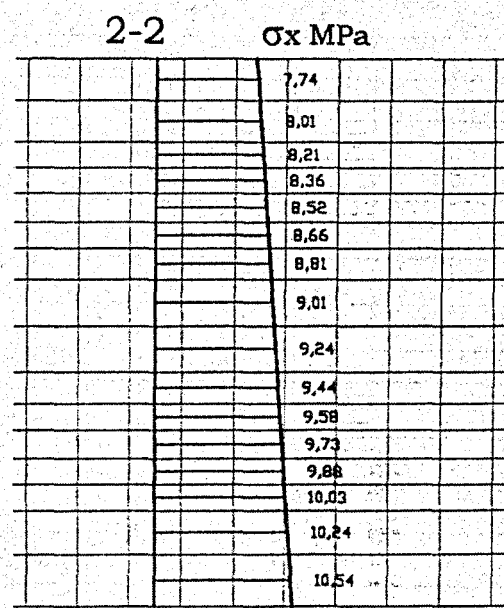
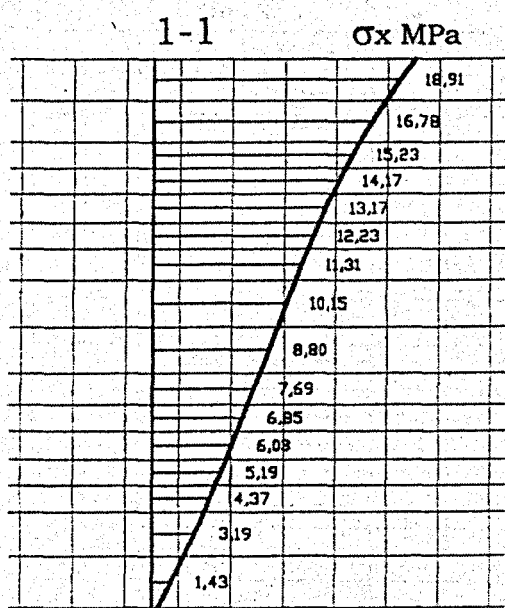
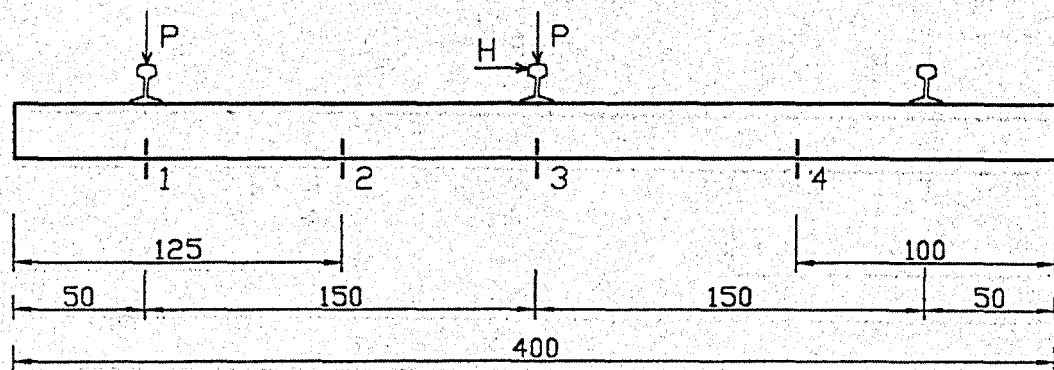


Рис. 5. Эпюры нормальных напряжений при третьей схеме нагрузки

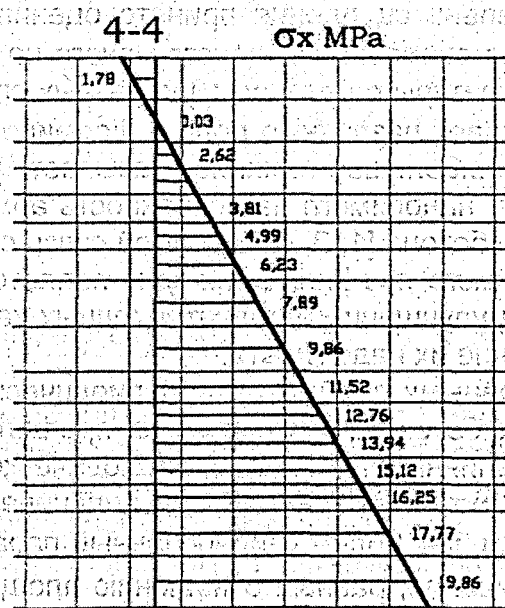
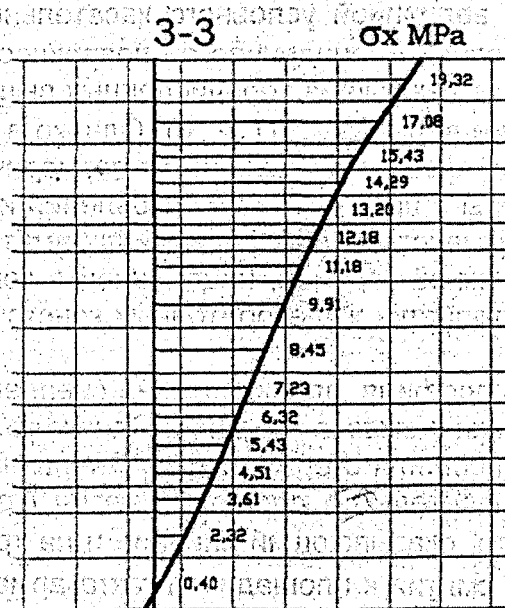
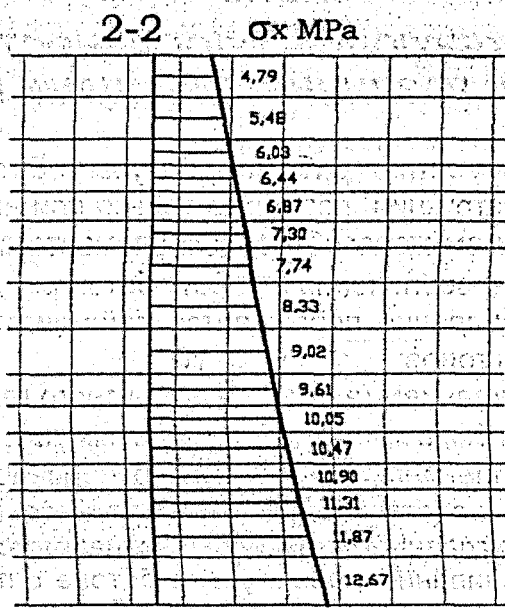
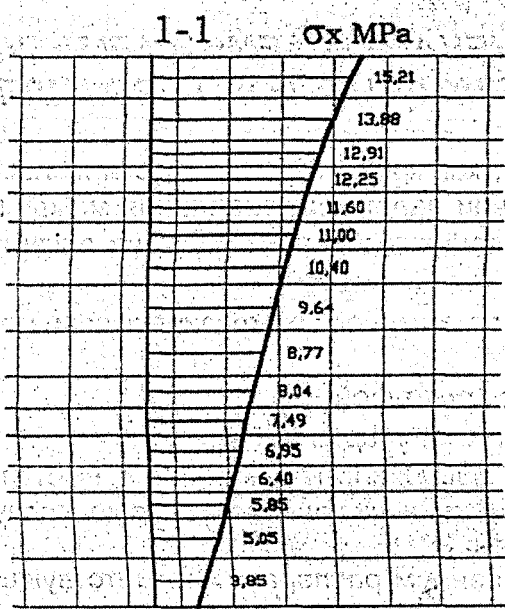
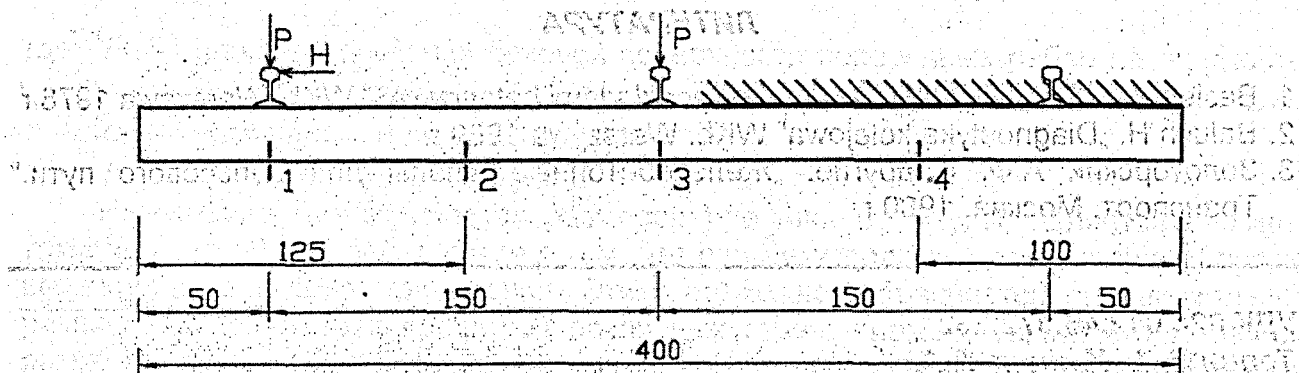


Рис. 6. Эпюры нормальных напряжений при второй схеме нагрузки и отсутствии перемещений правого конца бруса

ЛИТЕРАТУРА

1. Basiewicz T. „Nawierzchnia kolejowa z podkładami betonowymi” WKŁ. Warszawa 1978 г.
2. Bałuch H. „Diagnostyka kolejowa” WKŁ. Warszwa 1969 г.
3. Золоторский А.Ф. и другие: „Железобетонные шпалы для рельсового пути.” Транспорт. Москва. 1980 г.

УДК 624.012.46.072.232

Терин В.Д., Хотько А.А.

АНКЕРУЮЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С РАЗЛИЧНЫМИ ВИДАМИ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Совместная работа арматуры и бетона, как критерий надежности железобетонных конструкций, возможна только при наличии надежного сцепления между ними. В изгибаемом железобетонном элементе сцепление выполняет функции анкеровки арматуры и вовлечения в работу бетона.

Сцепление порождается действием ряда химических, физических и механических факторов:

1. Склеиванием (адгезией) цементного геля с арматурой.
2. Трением, вызванным радиальным давлением от усадки бетона.
3. Зацеплением за бетон микронеровностей поверхности арматуры и выступов профиля и соответствующим сопротивлением бетонных консолей смятию, срезу и действию главных растягивающих напряжений.
4. Заклиниванием арматуры в бетоне с появлением распора и соответствующих сил трения.
5. Трением, вызванным поперечным обжатием бетона внешней нагрузкой [2].

Степень сцепления принято оценивать величиной условного касательного напряжения сцепления τ , действующего на условной цилиндрической поверхности контакта арматуры с бетоном. Для разных случаев каждый из перечисленных выше факторов играет различную роль в формировании величины τ [1, 2, 6]. Однако в любом случае наибольшее влияние оказывает третий фактор зависящий от периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе ее изготовления и характеристик бетона [1, 2, 6, 7]. В этой связи совершенствование формы и параметров периодического профиля арматуры является важной задачей, нацеленной в конечном итоге на улучшение эксплуатационных характеристик железобетонных конструкций и повышение их надежности.

Главными параметрами периодического профиля, влияющими на сцепление арматуры с бетоном, считаются шаг профилировки и высота профиля. Однако за основу оценки влияния параметров периодического профиля стержневой арматуры на сцепление с бетоном принимается величина относительной площади смятия (критерий Рэма $-f_R$), как более универсальный параметр, оказывающий влияние и на трение и на склеивание, равный отношению площади смятия к площади контакта арматуры с бетоном [6, 7].

$$f_R = \frac{F_R}{\pi \cdot d_n \cdot t}$$

где: F_R – площадь проекции боковой поверхности поперечных ребер на плоскость, перпендикулярную оси арматурного стержня;
 d_n – номинальный диаметр стержня;
 t – шаг поперечных выступов.

Назначение геометрических размеров профиля арматуры, является сложной технологической задачей, в связи с тем, что при этом должны удовлетворяться противоречащие друг другу требования. Этим, возможно, объясняется принципиальное различие в параметрах профилей различных стран. Кроме того, на строительном рынке Республики Беларусь появилось значительное количество арматуры произведенной по Техническим Условиям, предусматривающих параметры профиля отличные от профиля по ГОСТ 5781-82, что ставит возможным применение в железобетонных конструкциях арматуры с параметрами профиля отличающимися таким основным параметром как критерий Рэма почти в 4 раза (см. таблицу, рис. 1). Учитывая, что сцепление ненапрягаемой арматуры с бетоном влияет на длину зоны анкеровки на свободных опорах балок и длину зоны анкеровки в местах обрыва стержней, несомненно, эти величины должны оцениваться параметрами профиля самой арматуры.

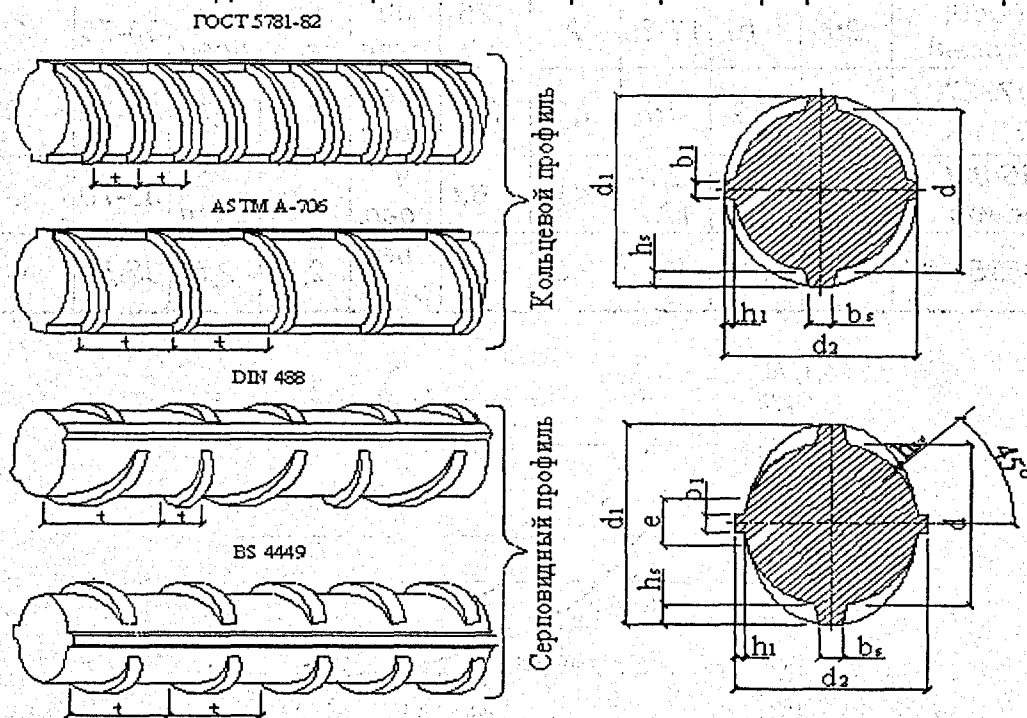


Рис. 1.
 Геометрические параметры профилей различных стран

Согласно СНиП 2.03.01-84* величина анкеровки вычисляется по эмпирической формуле и зависит от прочности бетона но не предполагает зависимости от параметров профиля арматуры. Опытные данные, полученные при испытании железобетонных элементов, с арматурой различного периодического профиля, не соответствуют расчетным данным полученным не только по методике СНиП 2.03.01-84* но и по другим методикам (рис. 2).

Таблица

Профиль	d_n	e	t	h_1	h_s	h_{sv}	b_1	b_s	α	Вид профиля	f_R
	мм										
ГОСТ 5781-82	25	-	8,6	1,5	2,1	1,79	2,7	1,8	75	К	0,204
DIN 488 (Германия)	25	7,5	14,9/ 29,8	2,2	2,3	1,3	3,4	2,2		С	0,07
BS 4449 (Британия)	25	5,6	17,5	2,1	2,5	1,7	3,2	2,2	60	С	0,05
ASTM A-706 (США)	25	-	16,9	2,8	2,6	2	6,1	2,1	62	К	0,12
JIS G3112 (Япония)	25	10	17,8	не регл	1,3- 2,6	не регл	не регл	не регл	45	С	0,077
NS 3570 (Норвегия)	25	6,2	12,8- 17,3	1,75	1,63	1,13	не регл	не регл	не регл	С	0,056
EN 10080 (Евронормы)	25	$> b_1$	12-25	2	1,25- 2,0	не регл	не регл	не регл	35-75	С	0,054
ТУ РБ 04778771-001	25	7,9	15	1,8	1,6	не регл	2,0	2,5	35-70	С	0,052
NF A35-016 (Франция)	25	7,8	12,7- 17,2	< 4	1,63	не регл.	$< e$	не регл	35-70	С	0,06
ТУ 14-1-5254-94	25	5,0	15	2,5	1,63	не регл	2,5	2,5	35-60	С	0,056

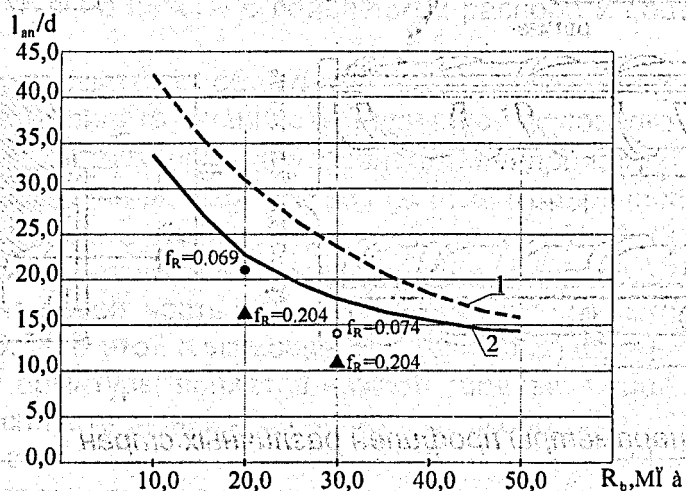


Рис. 2. Сравнение расчетных значений величин анкеровки с опытными данными.

Для достоверного учета влияния профиля арматуры на величину анкеровки, необходимо всесторонний анализ влияния параметров периодического профиля арматуры на ее сцепление с бетоном. Поэтому целью данной работы ставилось исследование влияния вида профиля ненапрягаемой арматуры на ее сцепление с бетоном.

Для изучения влияния геометрических размеров и конструкции профиля арматуры на ее сцепление с бетоном были проведены испытания на вытягивание арматурных стержней из бетонных кубов или призм согласно рекомендациям РИ-

ЛЕМ/ЕКБ/ФИП [3]. По силовой схеме испытания представляют из себя «вытягивание арматуры из бетона»

Работа выполнялась на основе сравнительных испытаний стержневой арматурной стали диаметром 25 мм класса А-500 с периодическими профилями по ГОСТ 5781-82 (стандартный эталон), по DIN 488 (гармонизированный с серповидным профилем) по ТУ 14-2-949-91, по BS 4449:1988- стандарту Великобритании и по ASTM A-706- стандарт США. Выбор данных видов профилей основывался на максимальной разнице в величине относительной площади смятия и разнице данных арматурных стержней по виду профиля.

В качестве базового образца принимался бетонный куб с ребром 300 мм центрально армированный. При этом в одной части заделки (20 см) арматура находилась в контакте с бетоном, а в другой части (10 см) сцепление искусственно исключалось (стержень заключался в изолирующий материал).

Испытания проводились с помощью 25-ти тонного домкрата и ручной насосной станции. Стержень проводился сквозь отверстие в домкрате и заклинивался с обратной стороны цанговым зажимом (рис. 3). Опираие образца - насухо, через стальную опорную пластину с центральным отверстием диаметром 175 мм. Это обеспечивает практически полное свободное проявление деформации нижних горизонтальных сечений бетона для всех испытываемых образцов, т.е. ставит их в равные условия по этому фактору.

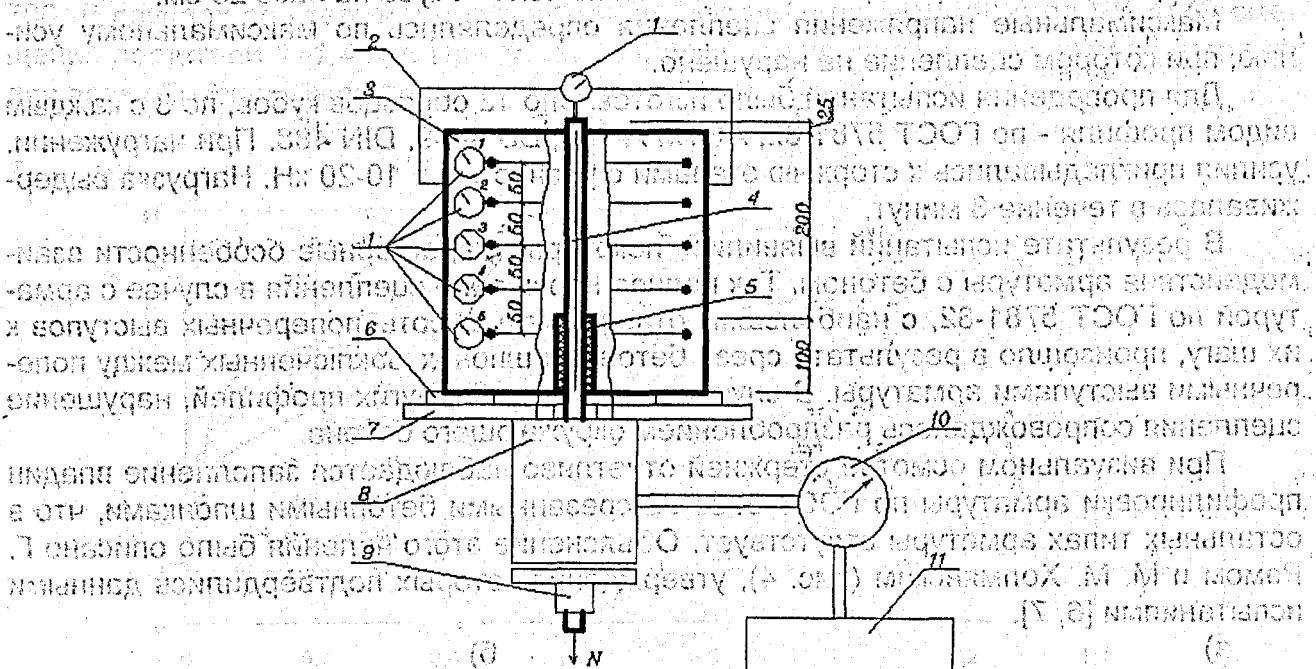


Рис.3.

Испытательная установка

1. Индикатор ИЧ-10;
2. Струбцина;
3. Бетонный куб;
4. Арматурный стержень;
5. Изолирующая прокладка;
6. Стальная опорная пластина;
7. Плита для опирания домкрата;
8. Домкрат;
9. Цанговый зажим;
10. Манометр;
11. Насосная станция

Для обеспечения надежного крепления арматуры в захватах, со стороны загружаемого конца предусматривался выпуск арматуры из бетона - 600 мм. Смещения арматуры измерялись при помощи индикатора часового типа с ценой деления - 0,01 мм, жестко закрепленном на струбцине, устанавливаемой на верхней части бе-

тонного образца и соединяемой с наружными слоями бетона, практически не деформируемыми при нагружении из-за наибольшего их удаления от стержня.

Формование образцов производилось в горизонтальном положении (для арматуры). Образцы формировались из высокоподвижной литой бетонной смеси, чтобы максимально исключить образование не плотностей у взаимного контакта арматуры и бетона.

После формования и уплотнения образцы выдерживались в течение 3-х суток под слоем влажных опилок. После распалубки хранились в естественных условиях. Перед испытанием была проведена проверка образцов на наличие усадочных трещин. Наличие трещин не обнаружено. Фактическая прочность бетона, определенная по результатам испытаний кубов на сжатие равнялась 24,5 МПа.

В процессе испытания на выдергивание контролировали следующие параметры:

1. Величину втягивания арматурных стержней g_0 ;
2. Поперечные деформации бетона;
3. Характер нарушения сцепления арматуры с бетоном;
4. Максимальное напряжение сцепления $\tau_{сш}$.

Поперечные деформации бетона измеряли при помощи индикаторов часового типа, закрепленных на реперах приклеенных по высоте куба на базе 25 см.

Максимальные напряжения сцепления определялись по максимальному усилию, при котором сцепление не нарушено.

Для проведения испытаний было изготовлено 12 образцов кубов, по 3 с каждым видом профиля - по ГОСТ 5781-82, ASTM A-706, BS 4449, DIN 488. При нагружении, усилия прикладывались к стержню этапами с разностью в 10-20 кН. Нагрузка выдерживалась в течение 3 минут.

В результате испытаний выявились некоторые характерные особенности взаимодействия арматуры с бетоном. Так полное нарушение сцепления в случае с арматурой по ГОСТ 5781-82, с наибольшим отношением высоты поперечных выступов к их шагу, произошло в результате среза бетонных шпонок, заключенных между поперечными выступами арматуры. В случаях с арматурой других профилей, нарушение сцепления сопровождалось раздроблением окружающего бетона.

При визуальном осмотре стержней отчетливо наблюдается заполнение впадин профилировки арматуры по ГОСТ 5781-82 срезанными бетонными шпонками, что в остальных типах арматуры отсутствует. Объяснение этого явления было описано Г. Рэмом и М. М. Холмянским (рис. 4), утверждения которых подтвердились данными испытаниями [6, 7].

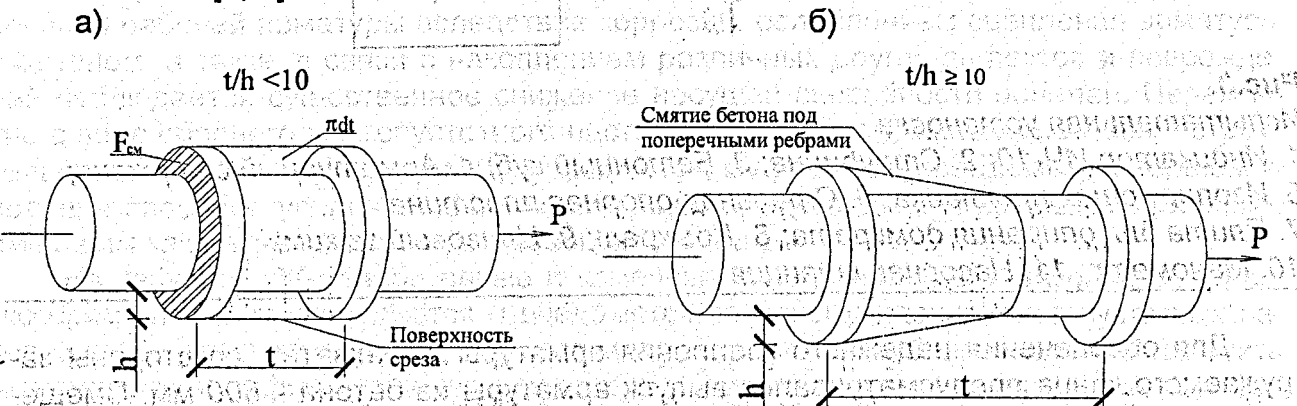


Рис. 4. Механизм разрушения бетона у выступов арматуры. а) срез; б) смятие

Измеряемые в процессе испытаний поперечные деформации бетона кубов, показали значительно большие деформации в случаях с арматурой с меньшим значением критерия Рэма. Данные зависимости можно объяснить характером разрушения бетона под выступами арматуры и развитием внутренних трещин при разнице в критерии Рэма [13]. Чем меньшим критерием Рэма обладает профиль арматуры, тем большее поперечное давление возникает в бетоне кубов. В случае с арматурой по BS 4449 с наименьшим значением критерия Рэма, в результате значительного поперечного давления, произошел раскол бетонного куба.

Одной из основных характеристик сцепления является зависимость напряжений сцепления от смещений ненагруженного конца арматуры относительно бетона, которая и была построена по результатам испытаний (рис. 5). Анализ экспериментальных данных показывает, что арматура с «серповидным» профилем имеет значительно большие смещения арматуры относительно бетона, нежели арматура с «кольцевым» профилем. Причем смещения ненагруженного конца были приблизительно одинаковы у всех стержней до нагрузки, соответствующей напряжению сцепления $\tau_{bond} \approx 8$ МПа. Затем, при дальнейшем увеличении нагрузки, наблюдалось более интенсивное развитие смещений концов арматуры с «серповидным» профилем по сравнению с «кольцевым». Смещения порядка $0,2+0,4$ мм оказались предельными для арматурных стержней кольцевого профиля по ГОСТ 5781-82 и по ASTM A-706. В случаях со стержнями серповидного профиля по DIN 488 и по BS 4449 смещения достигали $1+1,4$ мм. При такой разнице в смещениях, разрушающая нагрузка для всех образцов была приблизительно одинаковой $\tau_{bond} \approx 13$ МПа.

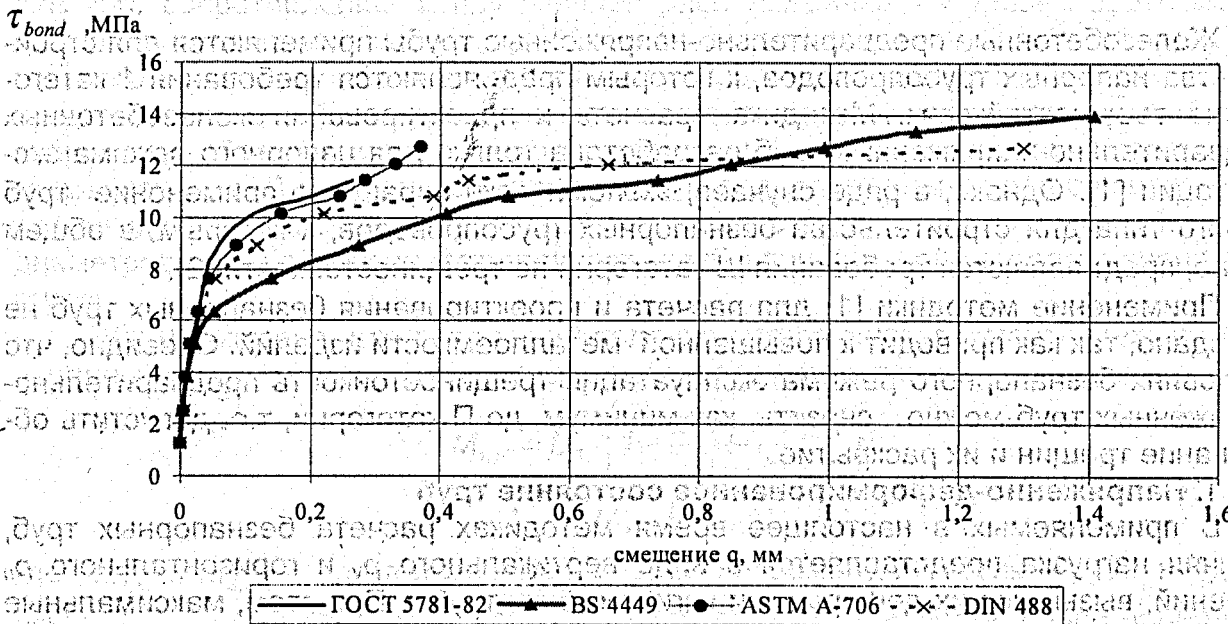


Рис. 5. Зависимость напряжений сцепления от смещений ненагруженного конца арматуры

ЛИТЕРАТУРА

1. Али Абдель Захир Эль-Сайед Халил. Анкеровка продольной ненапрягаемой арматуры серповидного профиля на свободных опорах балок: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – Москва. 1992 г. – 175 с.
2. Оатул А. А. Основы теории сцепления арматуры с бетоном // . Сборник трудов №46. «Исследования по бетону и железобетону». - Челябинск, 1967. - С. 6-26.
3. Рекомендации РИЛЕМ/ЕКБ/ФИП РС 6. Испытание на сцепление арматурной стали. Часть 2. Испытания на вытягивание.
4. Стандарт Американский ASTM A-706.
5. Стандарт Британский BS 4449: 1988. Прутки из углеродистой стали для армирования бетона. Технические требования.
6. Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. – Москва: Стройиздат, 1981. - 184 с.
7. Rehm G. Uber die Grundlagen des Verbundes zwischen stahl und beton. –Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. H138. 1961.- 169 p.

УДК 691.328-462.001.24

Шепелевич Н.И.

ИССЛЕДОВАНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ И РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ТРУБАХ

Железобетонные предварительно-напряженные трубы применяются для строительства напорных трубопроводов, к которым предъявляются требования 1 категории по трещиностойкости. Методика расчета и проектирования железобетонных предварительно-напряженных труб разработана только для напорного режима эксплуатации [1]. Однако, в ряде случаев, экономически оправдано применение труб данного типа для строительства безнапорных трубопроводов, к которым, в общем случае, предъявляются требования III категории по трещиностойкости [2].

Применение методики [1] для расчета и проектирования безнапорных труб не оправдано, так как приводит к повышенной металлоемкости изделий. Очевидно, что в условиях безнапорного режима эксплуатации трещиностойкость предварительно-напряженных труб можно снизить, как минимум, до II категории, т.е. допустить образование трещин и их раскрытие.

1. Напряженно-деформированное состояние труб

В применяемых в настоящее время методиках расчета безнапорных труб, внешняя нагрузка представляется в виде вертикального p_v и горизонтального p_n давлений, вызывающих деформации изгиба стенки трубы. При этом, максимальные изгибающие моменты возникают в продольных сечениях стенки трубы, расположенных на уровне вертикального (M_1 и M_3) и горизонтального M_2 диаметров, значения которых определяются по формулам

$$M_{1,2,3} = \delta \cdot p_v \cdot r_m^2 \cdot b; \quad (1)$$

где: δ – коэффициент, учитывающий положение сечения и условия опирания трубы;

r_m и b – соответственно, средний радиус трубы и расчетная ширина сечения.

Значения коэффициента δ определяются расчетным путем и как показано в [2] они существенно зависят от условий укладки труб и бокового давления p_n . Расчетная

схема трубы и эпюра изгибающих моментов в продольных сечениях стенки трубы представлены на рис. 1.

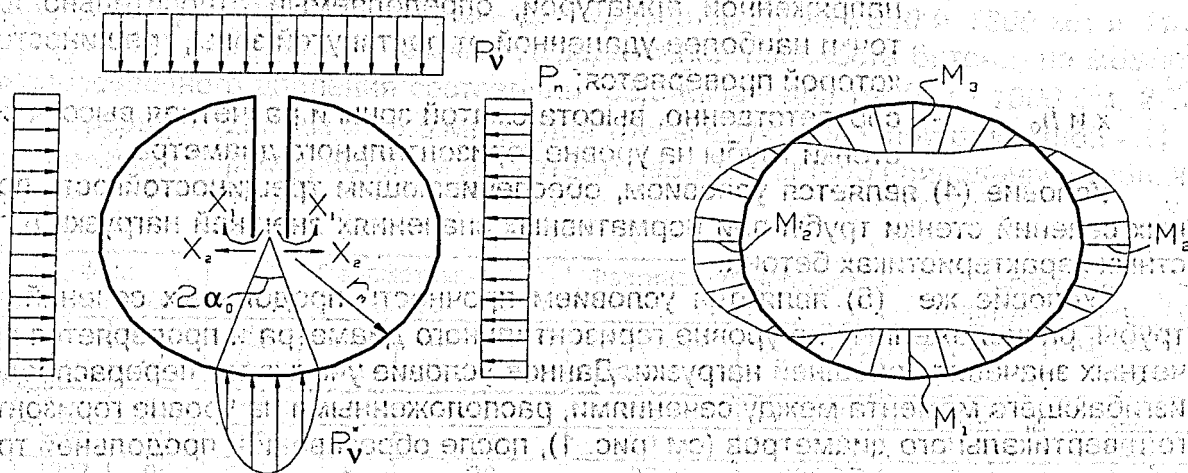


Рис.1. Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в стенке безнапорной трубы

Особенностью конструктивного решения предварительно-напряженных труб является то, что арматурный каркас находится у наружной ее поверхности, вследствие чего сопротивление изгибу сечений расположенных на уровне вертикального диаметра (в лотке и шельге) осуществляется в основном за счет усилия предварительного обжатия. Т.е. после образования трещин в указанных сечениях и дальнейшем росте внешней нагрузки усилие обжатия продолжает действовать. Однако, вследствие образования и раскрытия трещины, изменяются геометрические параметры сечения. В результате происходит перераспределение изгибающих моментов между сечениями, расположенными на уровне вертикального и горизонтального диаметров, что и обеспечивает прочность трубы при дальнейшем росте внешней нагрузки.

В [3] показано, что перераспределение изгибающего момента между указанными сечениями можно описать следующими зависимостями

$$M_{1,pl} = M_1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa(M_1 - M_{ser})}{M_1 + M_{ser}} \right); \quad (2)$$

$$M_{2,pl} = M_2 + (M_1 - M_{1,pl}); \quad (3)$$

где: $M_{1,pl}$ и $M_{2,pl}$ — соответственно изгибающие моменты в стенке трубы на уровне вертикального и горизонтального диаметров после перераспределения усилий,

M_1 и M_2 — то же, но без учета перераспределения усилий,

M_{ser} — момент трещиностойкости продольного сечения стенки трубы;

κ — коэффициент перераспределения, ≈ 3 (уточняется экспериментальным путем).

Для железобетонных предварительно-напряженных труб категории П требования по трещиностойкости удовлетворяются при соблюдении следующих условий:

$$M_{1,2,3} \leq M_{ser} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{об}^p; \quad (4)$$

$$M_{2,pl} \leq R_b \times (h_0 - 0,5x); \quad (5)$$

- где: $R_{bt,ser}$ и R_b — соответственно, нормативное и расчетное сопротивление бетона на растяжение и сжатие;
- $M_{об}^A$ — момент от усилия обжатия сечения стенки трубы предварительно-напряженной арматурой, определяемый относительно ядровой точки наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется;
- x и h_0 — соответственно, высота сжатой зоны и расчетная высота сечения стенки трубы на уровне горизонтального диаметра.

Условие (4) является условием, обеспечивающим трещиностойкость продольных сечений стенки трубы при нормативных значениях внешней нагрузки и прочностных характеристиках бетона.

Условие же (5) является условием прочности продольных сечений стенки трубы, расположенных на уровне горизонтального диаметра и проверяется при расчетных значениях внешней нагрузки. Данное условие учитывает перераспределение изгибающего момента между сечениями, расположенными на уровне горизонтального и вертикального диаметров (см. рис. 1), после образования продольной трещины в шельге и лотке трубы.

Таким образом, выполнение условия (4) и (5) вполне достаточно для обеспечения эксплуатационных характеристик железобетонных предварительно-напряженных труб, работающих в безнапорном режиме. Следует указать, что условие (4) аналогично условию, трещиностойкости, применяемому для расчета напорных труб. Однако, в нашем случае, условие (4) должно выполняться при нормативных (а не расчетных, как у напорных) значениях нагрузок и прочностных характеристик материалов. Т.е. предлагаемый метод расчета и проектирования железобетонных безнапорных предварительно-напряженных труб позволит уменьшить их металлоемкость на 25-35 %, в сравнении с расчетом по действующей методике.

Следует указать, что согласно СНиП 2.03.01-85 в железобетонных конструкциях, удовлетворяющих требованиям П категории по трещиностойкости допускается образование и кратковременное раскрытие трещин, тогда как по условию (4) образование трещин не допускаются. Принятие условия (4) обусловлено тем, что пока еще не разработана методика расчета ширины раскрытия трещин для данных конструкций. Использование же традиционных методик расчета невозможно, так как они разработаны для конструкций у которых трещина пересекает рабочую арматуру.

Очевидно, что условие (4) ужесточает традиционные требования П категории по трещиностойкости (СНиП 2.03.01-85), в тоже время при проектировании конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях действия агрессивной среды, данный подход к их расчету вполне оправдан.

2. Экспериментальные исследования прочности и трещиностойкости железобетонных предварительно-напряженных труб

Экспериментальные исследования выполнены на опытных образцах труб диаметром 1000, 1200 и 1400 мм, предназначенных для укладки в насыпи автомобильных дорог высотой до 10м (до верха трубы), разработанных БелНИИС. Расчет и проектирование данных труб выполнен исходя из удовлетворения ими условий (4) и (5).

Опытные образцы труб изготовлены методом виброгидропрессования на заводе РУП "Спецжелезобетон" (пос. Микашевичи). Проектный класс бетона - В 35. В качестве спиральной (рабочей) арматуры использована высокопрочная арматурная проволока класса В-П диаметром 4 мм - труба 1000 мм и 5 мм - трубы 1200 и 1400 мм. Предварительное напряжение в спиральной арматуре ($\sigma_0 = 0,9 \cdot R_{s,ser}$) создавалось действием прессующего давления под резиновым чехлом сердечника трубы и

контролировалось с помощью манометра и по величине раздвижки разъемов формы.

Прочность бетона на сжатие, определенная по контрольным кубам, на момент испытания труб составила: 57,3 МПа - для труб диаметром 1000 и 1200 мм и 41,5 МПа - для трубы диаметром 1400 мм. Передаточная прочность бетона, на момент снятия опрессовочного давления составляла 33,5 МПа - для трубы \varnothing 1000 мм, 27,5 МПа - для трубы \varnothing 1200 мм и 30,5 МПа - для трубы \varnothing 1400 мм, при расчетной - 31,5 МПа. Технические характеристики и расчетные параметры труб приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Внутр. диам. D_i , мм	Факт. размеры		Параметры каркаса			Фактическая нагрузка, кН/м		Расчетная нагрузка, кН/м	
	D_h , мм	h , мм	d_s , мм	\varnothing , мм	шаг спирали, мм	по трещи- нотойк.	по проч- ности	по трещи- нотойк.	по проч- ности
1000	999	75	1116	4	18	118,0	235,0	79,0	142,9
1200	1197	87	1335	5	22	70,0	214,0	94,1	168,3
1400	1397	95	1552	5	20	97,0	225,5	109,1	193,1

Испытания труб опытных образцов труб выполнены линейной нагрузкой P в соответствии с действующей методикой (ГОСТ 6482-88). Нагрузку прикладывали ступенями по 0,1 от контрольной по прочности и после выдержки в течение 10 мин на каждой ступени производили осмотр трубы с целью обнаружения трещин и фиксировали изменения вертикального диаметра (δ) и ширину раскрытия трещин (Δ). Значения (δ) измеряли с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм, а значения (Δ) - с помощью оптического микроскопа МПБ-3 с ценой деления 0,02 мм. Деформирование труб под нагрузкой представлено графическими зависимостями ($P-\delta$) и ($P-\Delta$) рис. 2.

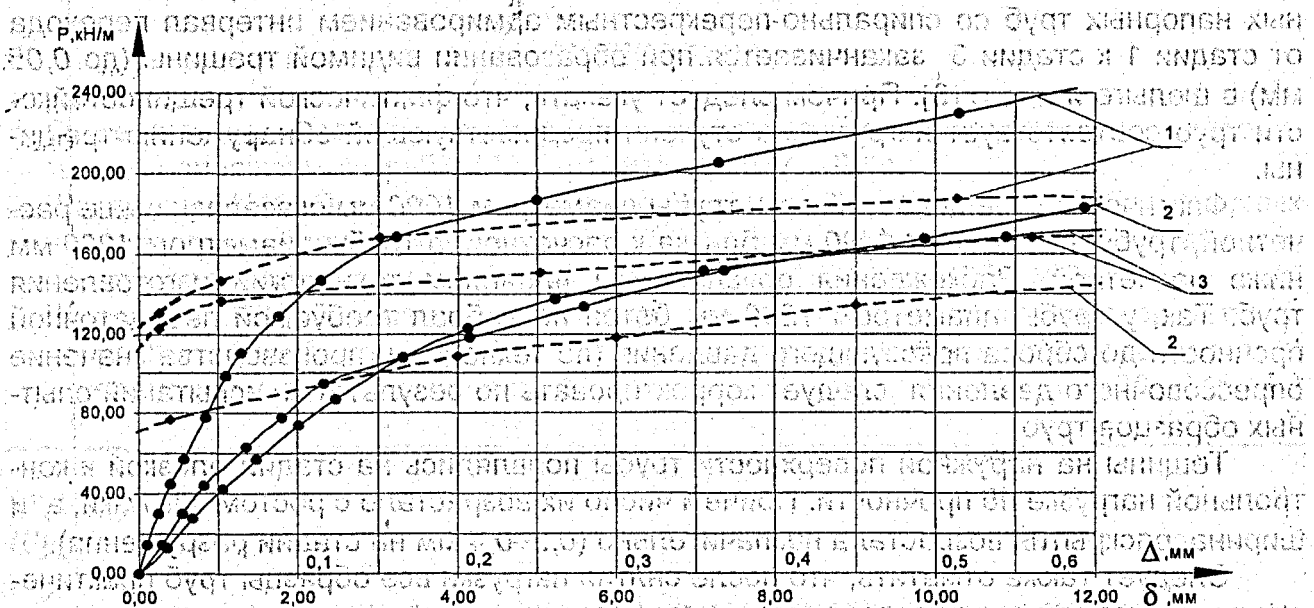


Рис. 2. Графические зависимости $P-\delta$ и $P-\Delta$ при испытании труб, нагруженном: 1 - \varnothing 1000 мм; 2 - \varnothing 1200 мм; 3 - \varnothing 1400 мм.

Экспериментально подтверждено, что в шельге и лотке трубы образуется только по одной продольной трещине, направленной от втулки к раструбу. При дальней-

шем росте нагрузки ширина раскрытия трещин и их глубина увеличивались практически линейно за исключением стадий близких к разрушению (на графиках не представлены). Максимальной несущей способности труб (принятой условно за разрушение) соответствовала ступень нагружения, при которой началось быстрое увеличение ширины раскрытия трещины (св. 2...3 мм) и соответствующее изменение вертикального и горизонтального диаметров труб при незначительном увеличении нагрузки.

Как видно из графиков, в характере деформирования труб под нагрузкой можно выделить три стадии: 1 - до образования трещины в шельге или лотке трубы; 2 - от образования трещины до ширины ее раскрытия 0,2 мм; 3 - при ширине раскрытия трещин от 0,2 до 0,6...0,8 мм. Стадия близкая к разрушению на графиках не представлена, в связи с резким изменением характера деформирования образцов под нагрузкой.

На 1 и 3 стадиях деформирование образцов труб имеет практически линейный характер и различаются лишь скоростью изменения исследуемых параметров. Стадия 2 представляет собой плавный переход от стадии 1 к стадии 3. Причем интервал этого перехода (достаточно большой) на наш взгляд обусловлен тем, что испытывались раструбные трубы длиной 5 м, в которых имеются определенные различия в напряженно-деформированном состоянии сечений стенки трубы по длине. Продольные трещины становятся сквозными (пересекают всю трубу) когда ширине раскрытия трещины на втулочном участке составляет уже $0,1+0,2$ мм, что обусловлено повышенной жесткостью раструбной части трубы и особенностями технологии изготовления труб.

Очевидно, что истинный интервал стадии 2 гораздо короче и находится в пределах от начала процесса микротрещинообразования в растянутой зоне бетона до образования трещины. Так, в экспериментальных исследованиях, выполненных на фрагментах длиной $1,2+1,5$ м, вырезанных из цилиндрической части железобетонных напорных труб со спирально-перекрестным армированием интервал перехода от стадии 1 к стадии 3 заканчивается при образовании видимой трещины (до 0,05 мм) в шельге и лотке [3]. Причем следует указать, что фактической трещиностойкости труб соответствует нагрузка на ступени предшествующей обнаружению трещины.

Фактическая трещиностойкость трубы диаметром 1000 мм оказалась выше расчетной, трубы диаметром 1400 мм близка к расчетной, а трубы диаметром 1200 мм ниже расчетной. Расхождения обусловлены влиянием технологии изготовления труб. Так, у трубы диаметром 1200 мм бетон не набрал требуемой передаточной прочности до сброса прессующего давления (по технологии производства значение опрессовочного давления следует корректировать по результатам испытаний опытных образцов труб).

Трещины на наружной поверхности трубы появлялись на стадии близкой к контрольной нагрузке по прочности. Причем число их возрастало с ростом нагрузки, а и ширина раскрытия возрастала незначительно ($0,2+0,4$ мм на стадии разрушения).

Следует также отметить, что после снятия нагрузки все образцы труб практически восстановили свои первоначальные геометрические параметры, остаточная ширина раскрытия трещин в лотке и шельге составила $0,05+0,1$ мм, а на наружной поверхности трещины полностью закрылись. Тогда как на последней стадии нагружения ширина раскрытия продольных трещин в лотке и шельге составляла 2-3 мм. Данное свойство указанных труб является весьма важным с эксплуатационной точки зрения.

Известно, что максимальная нагрузка на трубы уложенные в землю (исключая трубы мелкого заложения) возникает сразу же после обратной засыпки трубопровода, а затем постепенно снижается, вследствие естественного уплотнения грунта засыпки. Т.е. если даже сразу же после укладки трубопровода и образуются трещины в лотке и шельге, то к моменту ввода его в эксплуатацию можно предположить, что они либо полностью закроются, либо ширина их раскрытия останется минимальной (до 0,05 мм).

Необходимо отметить, что традиционные железобетонные безнапорные трубы (не напряженные) имеют невысокие показатели по прочности и трещиностойкости. Так для безнапорной трубы по ГОСТ 6482-88 диаметром 1000 мм 3 группы (максимальной) по несущей способности контрольные нагрузки по прочности и трещиностойкости составляют, соответственно, 92,2 МПа и 50,7 МПа, т.е. почти в два раза ниже чем у исследуемого опытного образца. При этом, при контрольной нагрузке по трещиностойкости допускается образование трещин с шириной раскрытия до 0,2 мм. Следует так же указать, что после образования в них трещин с шириной раскрытия свыше 0,5 мм данные трубы практически не восстанавливаются после снятия нагрузки. При чем трещины на наружной поверхности данных труб образуются на более ранних стадиях (по отношению к контрольной нагрузке по прочности) в сравнении с предварительно-напряженными трубами.

ВЫВОДЫ

1. При нагружении в предварительно-напряженных трубах образуется по одной продольной трещине в сечениях на уровне вертикального диаметра трубы.
2. После образования трещин труба продолжает воспринимать рост внешней нагрузки за счет перераспределения изгибающего момента между сечениями, расположенными на уровне вертикального и горизонтального диаметров.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по расчету и проектированию железобетонных напорных предварительно-напряженных труб. М., Стройиздат, 1977. - 39 с.
2. Шепелевич Н.И. О выборе эффективных конструктивных решений безнапорных водоводов из сборного железобетона // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии. - Минск, "Технопринт", 2000. - с. 475-480.
3. Шепелевич Н.И. Внутренние усилия в стенке железобетонной предварительно-напряженной трубы при линейном нагружении // П. Белорусский конгресс по теоретической и прикладной механике "Механика - 99". - Минск, 1999. - С. 138-145.

УДК 378.147

Шурин А.Б.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ ЛИНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ СО СТЕНАМИ ИЗ ШТУЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

На современном этапе в нашей республике, да и СНГ в целом, складывается новая тенденция. Чтобы предприятие было рентабельным и приносило прибыль, оно должно играть по законам, которые устанавливает рынок. Должна вестись по-

стоянная работа по снижению издержек производства, повышению производительности труда, сокращению сроков производства продукции и повышению его качества. В полной мере это относится и к строительной отрасли.

Один из способов повысить качество продукции в строительной отрасли – это разработка и внедрение современных компьютерных технологий проектирования конструкций и объектов. И рынок систем автоматизированного проектирования (САПР) сейчас активно развивается и расширяется. Финансирование автоматизации проектирования охватывает все новые процессы. Однако, существенная доля всех вложений с самого начала выделяется на разработку программного обеспечения (ПО). Это связано с высокой трудоемкости их разработки, откуда, кстати, вытекает и высокая стоимость. Среди этого рынка одно из ведущих мест не только на белорусском, но и на российском рынке занимает технологическая линия проектирования зданий (ТЛП), разрабатываемая в ОДО НПП Брест - КАД. ТЛП предназначена для сокращения сроков и трудоемкости проектирования зданий, для повышения качества и экономической эффективности проектируемых объектов. Несмотря на высокую стоимость ПО, перевод конструкторских бюро на компьютерное проектирование позволяет в два-три раза сократить реальные сроки разработки проектно-сметной документации. В отдельных случаях эффект может быть еще более значительным.

Новая версия информационно вычислительного комплекса (ИВК) разрабатывается под управлением Windows 9x\ME\NT\2000 в рамках бюджетной программы № 2-ФН/00 от 02.02.2000. Благодаря своей организационной структуре, соответствующей блок – схеме, представленной на рисунке 1, ИВК обладает большой гибкостью и масштабируемостью. Разработчики постарались свести к минимуму обращение к необходимой технической документации, выводя ее в нужный момент на экран, предоставляя пользователю самому делать тот или иной выбор, контролируя при этом все его действия. Еще одной особенностью является то, что ввод исходных данных максимально приближен к мышлению проектировщика: сначала вводятся оси, затем стены, помещения и т.д. (рис. 2). Компьютер анализирует исходные данные, разбивает здание на расчетные участки, устанавливает между ними связи, и уже затем составляет расчетную схему объекта.

В отличие от DOS – версии программы, данная система стала мощнее и функциональнее. Ряд новых возможностей позволяют сделать работу проектировщика еще проще и оперативнее.

1. Система имеет мощный механизм защиты от ошибок пользователей: При вводе с клавиатуры происходит полная идентификация всей вводимой информации, система правильно интерпретирует и корректирует ошибочный ввод лишних пробелов, точек, запятых и т.д.

2. В системе имеется обширная база данных (БД) элементов и конструкций для стен, полов, окон, перекрытий, фундаментов и т.д., выпускаемых не только в нашей республике, но и России, со всеми физическими характеристиками, геометрическими размерами и графическим представлением. Пользователю предоставлена уникальная возможность корректировать и вносить любые изменения в БД. С использованием этой базы, модуля «Конструктор стен» (рис. 3) можно создать конструкцию любого участка стены, и в последующем, рассчитать его на статические нагрузки и температурные воздействия.

3. Встроенный графический редактор сочетает в себе преимущества AutoCAD и ArchiCAD, и позволяет построить план практически любого объекта (рис. 2), сочетая при этом в себе ряд преимуществ: возможность детальной проработки объекта;

бота с отдельными участками, стенами, секциями. Данная версия системы является неортогональной, т.е. стены могут размещаться под любым углом друг к другу.

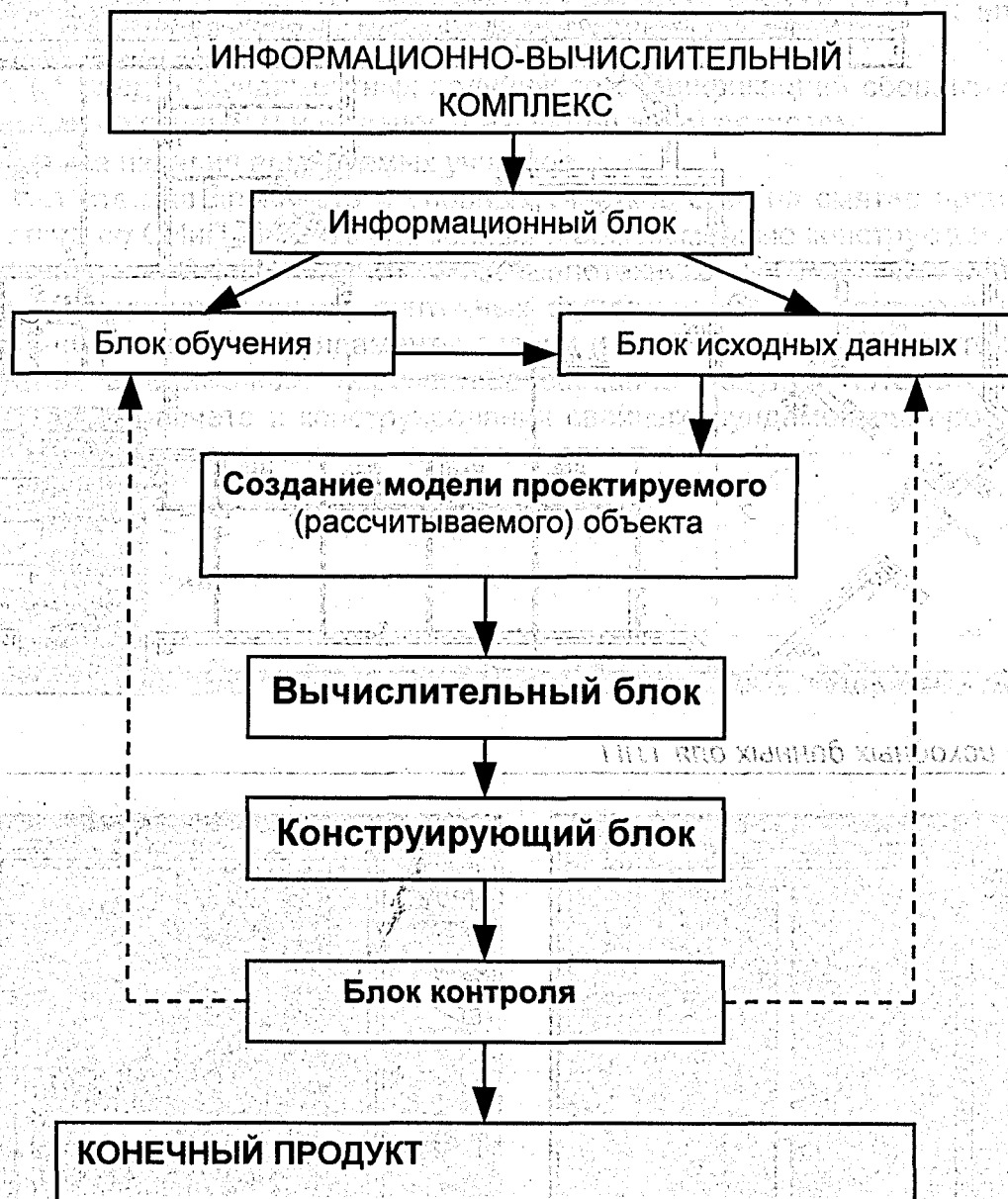


Рис.1.
Блок-схема информационно-вычислительного комплекса

4. В ИВК встроен модуль, позволяющий рассчитать и оптимально запроектировать ленточные фундаменты учетом требований всех соответствующих нормативных документов. Ряд полезных новшеств позволяют изменить приоритет расстановки подушек (рис. 4), объединить участки с разной шириной подушек и откорректировать их расстановку на участке: заменить подушки одной длины на другие в пределах данной серии, изменить расстояния между подушками.

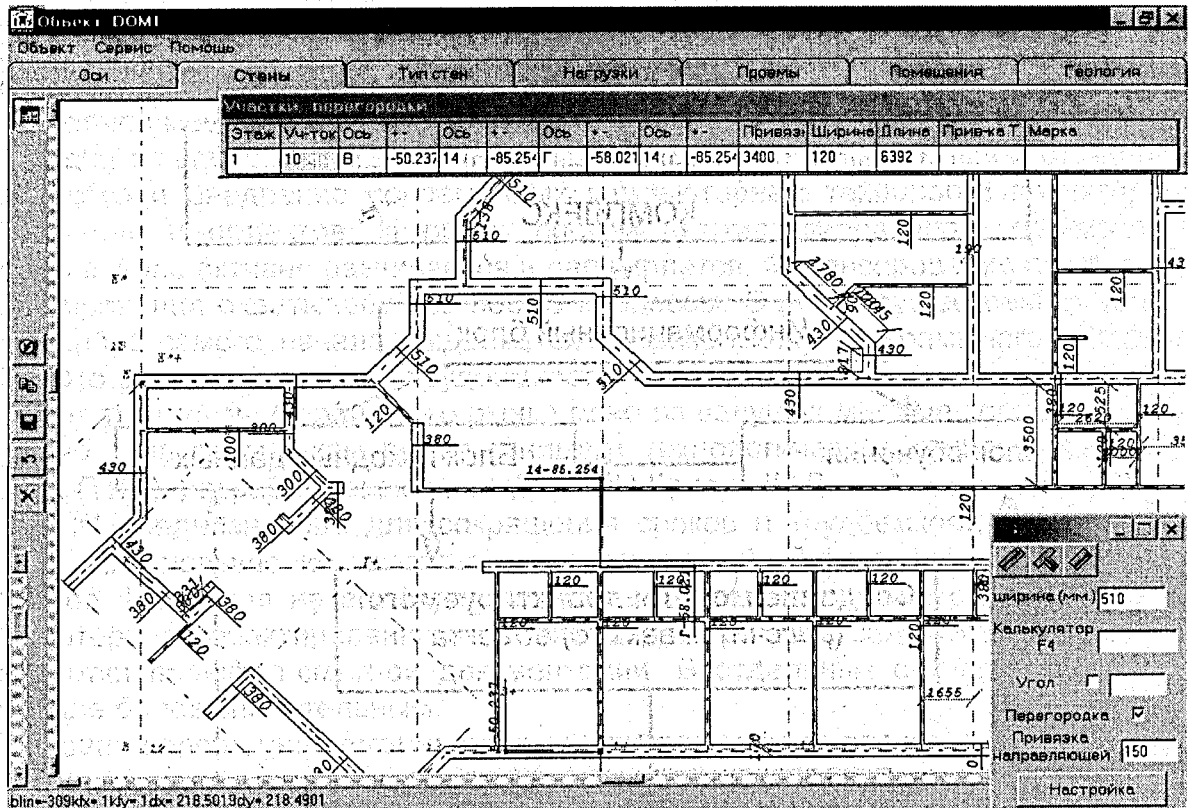


Рис. 2.
Окно ввода исходных данных для ТЛП

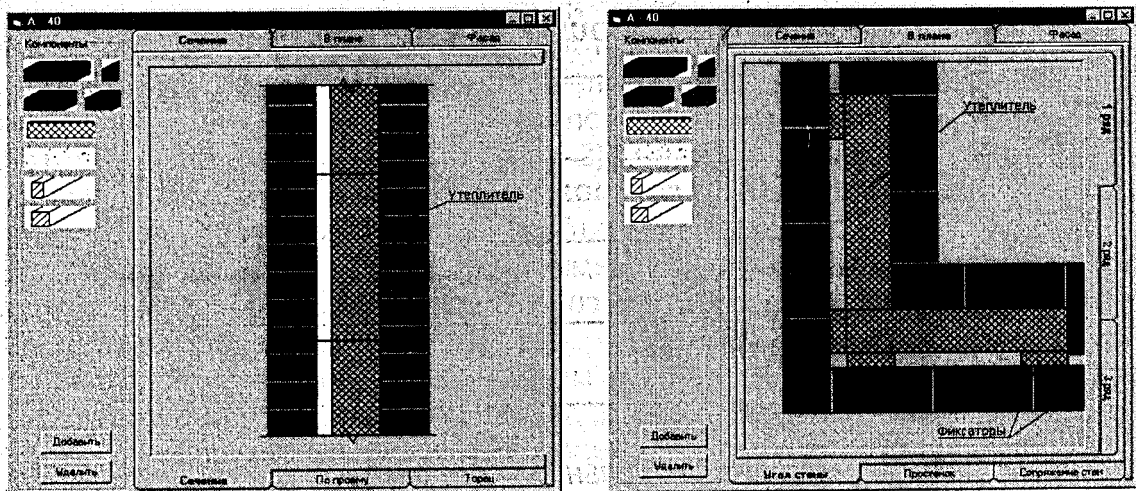


Рис. 3. В окне конструктора стеновая база (стена и ТЛП) автоматически формируется и выводится на экран в виде 3D-модели. В данном случае вид сверху и статическая видоизображение. Вид сверху создается с помощью кнопки 'Вид сверху'.

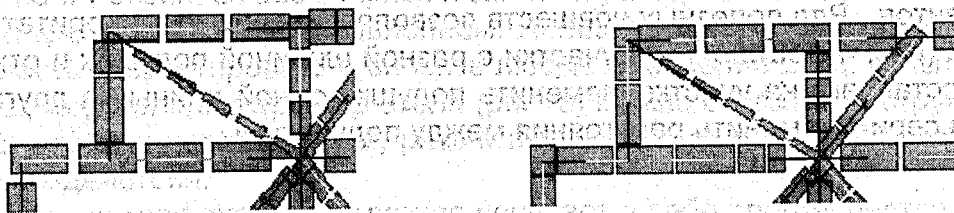


Рис. 4.
Изменение приоритета расстановки подушек на участках

Результатом работы ИВК является комплект готовых чертежей в формате dxf, в который входят:

- кладочный план всей этажей с узлами, спецификациями сборных элементов и примечаниями;
- схема раскладки фундаментных подушек со спецификацией сборных элементов, разрезами по сечениям и инженерно-геологическим разрезом;
- арматурные изделия армируемых участков.

Расчет стен на прочность и опорных участков стен на смятие производится в соответствие со СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции», теплотехнический расчет – СНиП «Строительная теплотехника» и СНиП «Отопление, вентиляция и кондиционирование», ленточных фундаментов – в соответствие со СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений». ИВК постоянно совершенствуется. В ближайшей перспективе создание модулей автоматизированного сбора нагрузок, расчета и конструирования свайных фундаментов, проектирования лестничных клеток, перекрытий и покрытий.



**VII Международный научно-методический семинар
"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"**

Секция III

**ПРОБЛЕМЫ ТЕХНОЛОГИИ ПРОИЗВОДСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ, КОНСТРУКЦИЙ,
СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

УДК 691.327:620.17

Айрапетов Г.А., Несветаев Г.В., Чмель Г.В.

**РАСШИРЯЮЩИЕСЯ И НАПРЯГАЮЩИЕ ЦЕМЕНТЫ
НИЗКОЙ ВОДОПОТРЕБНОСТИ И БЕТОНЫ НА ИХ ОСНОВЕ**

По представлениям В.В. Михайлова для получения самоупрочнения необходимо "задержать образование этtringита до достижения цементным камнем достаточной прочности", что может быть достигнуто, например, уменьшением величины V/C [1]. Ограничение величины V/C благоприятно отражается на кинетике твердения, позволяя избежать спадов прочности в ранние сроки даже при использовании цементов с высоким содержанием расширяющей добавки (РД) (рис. 1).

Кроме того, наличие РД в составе цемента практически полностью компенсирует химическую усадку в ранний период твердения [2], которая существенно возрастает в бетонах на портландцементе при пониженном значении величины V/C , вызывая раннее трещинообразование высокопрочных бетонов [3]. В связи с этим расширяющий цемент (НЦ), наряду с другими областями применения, целесообразно использовать именно в технологии высокопрочных бетонов. Однако в литературе очень мало данных о свойствах высокопрочных бетонов на НЦ. В связи с целесообразностью резкого уменьшения величины V/C в технологии бетонов на НЦ представляет интерес изучение свойств цементного камня, полученного на основе НЦНВ - расширяющего цемента низкой водопотребности.

Исследования проведены на образцах из цементного камня, полученного в результате затвердевания цементного теста нормальной густоты а также на бетонах с величиной В/Ц в пределах 0.32-0.5. Введение суперпластификатора осуществлялось по традиционной технологии (с водой затворения) и при помеле исходного цемента с добавкой (НЦНВ). Представленные в табл. 1 результаты показывают, что при снижении В/Ц происходит рост прочности цементного камня, но в меньшей степени, чем следовало ожидать для соответствующих значений В/Ц в соответствии с общей зависимостью предела прочности цементного камня от величины В/Ц $R_{ЦК} = 0.48 \times "R" \times (В/Ц)^{-1.38}$ [4]. Наряду с общеизвестным влиянием понижения В/Ц на степень гидратации одна из возможных причин указанной закономерности - торможение процесса гидратации при введении С-3. Негативное влияние С-3 на гидратацию портландцемента иногда упоминается в литературе [5]. Тем не менее, технология вяжущих низкой водопотребности даже при негативном влиянии суперпластификатора на гидратацию, позволяет повысить предел прочности цементного камня до 20 %. При отсутствии негативного влияния С-3 на гидратацию в соответствии с зависимостью $R_{ЦК} = f(В/Ц)$ в случае реализации технологии НЦНВ можно ожидать повышения предела прочности цементного камня до 80 % в сравнении с исходным портландцементом, т.е. возможно получение цементного камня с пределом прочности при сжатии порядка 140..150 МПа на основе рядовых портландцементов посредством введения расширяющих добавок и реализации технологии НЦНВ. В связи с этим одной из основных проблем является подбор соответствующих суперпластификаторов и поиск добавок, нивелирующих замедление гидратации при введении С-3, например, ускорителей. Использование комплексных добавок типа «суперпластификатор + ускоритель твердения + замедлитель схватывания» может быть весьма перспективным в технологии бетонов на НЦ, поскольку позволяет регулировать сроки схватывания, кинетику роста прочности и деформаций расширения, что позволяет на одних и тех же материалах получать цементы с очень широко изменяющимися свойствами (рис. 2), которые в принципе могут быть использованы в трех основных направлениях:

1. Высокопрочные бетоны;
2. Бетоны с повышенным самоупрежением при достаточно высоком уровне прочности;
3. Бетоны с высокими значениями деформаций в ранние сроки твердения для замоноличивания стыков, обеспечивающие в марочном возрасте достаточную прочность.

Таблица 1.

Предел прочности цементного камня,
полученного по различным технологиям

1. Цемент и технология	2. В/Ц	3. Степень гидратации в 5 сут.	4. %РД	5. Предел прочности при сжатии в 28 сут. $R_{ЦК}$, МПа	6. Приведенная прочность, МПа $"R" = 2.08 \cdot R_{ЦК} \cdot (В/Ц)^{1.38}$
Исходный ПЦ, традиционная	0.26	0.192	-	76.8 (1.0)	24.93 (1.0)
Исходный ПЦ + 0.8 % С-3, традиционная	0.195	0.162	-	86.4	18.86
Исходный ПЦ + 0.8 % С-3, ВНВ	0.19	0.19	-	83.3	17.54
Исходный ПЦ + РД, традиционная	0.275	0.17	13	74.5	26.13
	0.275	0.217	18	82.6	28.97 (1.16)
	0.288	0.22	23	73.7	27.55

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6
Исходный ПЦ + РД + 0.8 % С-3, традиционная.	0.21	0.198	13	69.2	16.73
	0.21	0.251	18	68.4	16.54
	0.213	0.167	23	60.8	14.99
Исходный ПЦ + РД + 0.8 % С-3, НЦНВ	0.19	0.188	13	93.3 (1.21)	19.65
	0.205	0.192	18	89.6	20.95
	0.205	0.203	23	81.3	19.01
Исходный ПЦ + РД + 0.8 % С-3, НЦНВ + 0.15 % НТФ	0.205		18	136.0 (1.77)	31.76 (1.27)
Исходный ПЦ + РД + 0.8 % С-3, НЦНВ + 2 % Д1	0.205		18	116.4	27.18
Исходный ПЦ + 2 % Д1 + 0.15 % НТФ	0.26			102.4 (1.33)	33.19 (1.33)
Исходный ПЦ + 1 % Д1 + 0.15 % НТФ	0.26			100.4	32.54
Исходный ПЦ + РД + 0.8 % Isola, НЦНВ	0.195		18	113.6	24.76

Примечание: Д1; – добавка – ускоритель твердения; Isola – суперпластификатор производства Германии.

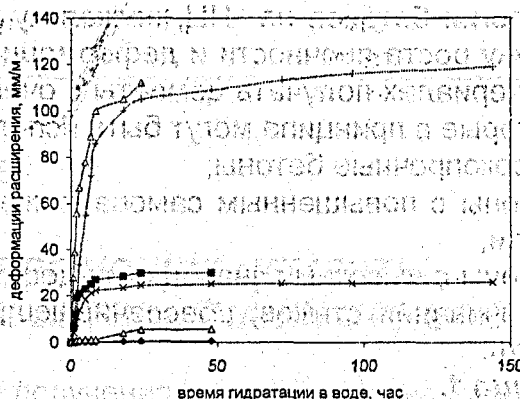
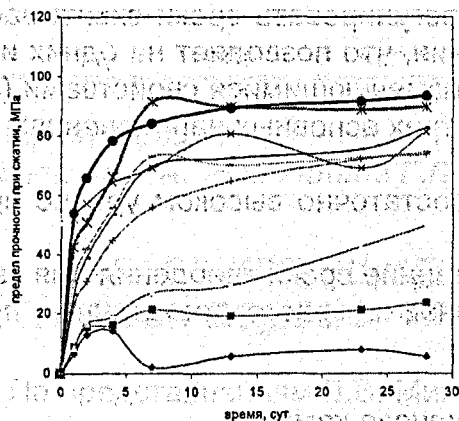


Рис. 1. Кинетика твердения цементного камня в «свободных» условиях
 1 – 3 В/Ц = 0.4; 4, 5 В/Ц = 0.205; 6 – В/Ц = 0.19; 7 – 9 В/Ц = 0.275;
 1, 4, 7 – РД = 23 %; 2, 5, 8 – РД = 18 %; 3, 6, 9 – РД = 13 %.

Рис. 2. Деформации расширения цементного камня НЦНВ (РД = 18%)
 1 – без добавок; 2, 3 – + НТФ + Д3 (2 и 1 % соответственно);
 4 – + НТФ + Д4 (1%); 7 - + 3 + Д4; 12 - + НТФ; (Д3, Д4 – ускорители, 3 – замедлитель).

Модифицирование структуры цементного камня НЦНВ позволяет в очень широком диапазоне регулировать деформации расширения и предел прочности при сжатии, причем по этому показателю модифицированные цементы на основе рядовых ПЦ приближаются к лучшим зарубежным аналогам (рис. 3).

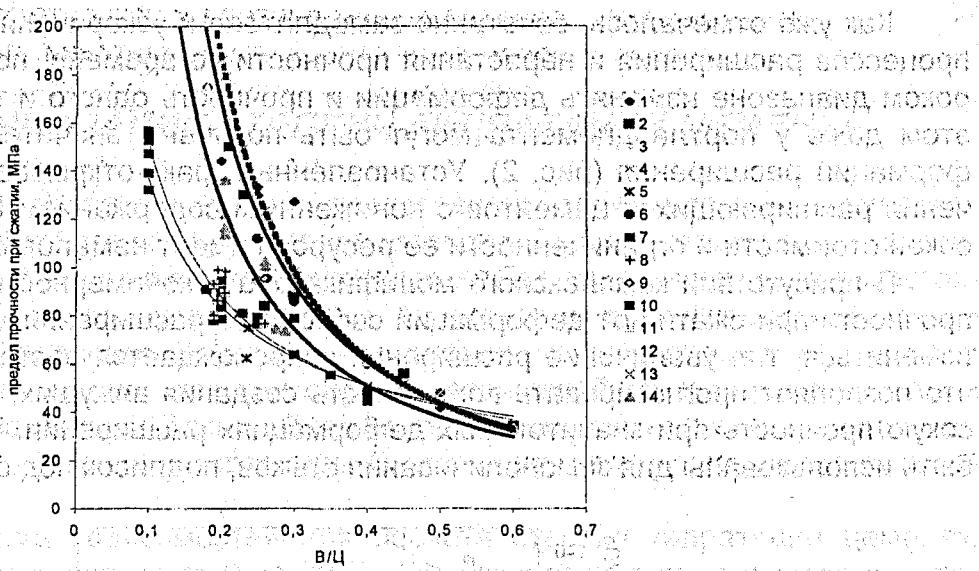


Рис. 3.
 Зависимость предела прочности цементного камня от величины В/Ц
 1-4, 6, 8-11 – экспериментальные данные Alfes С., Smerglass S., Ахвердова И.Н., Гордона С.С., Соломатова В.И., Баженова Ю.М., Свиридова Н.В.; 5 – по данным Бутта, 7 – по данным Несветаева Г.В., Тимонова С.А.; 12 – среднестатистические по 1, 2, 12; 13 – теоретическая зависимость $R = R_0 (1-\Pi)^X$, где $\Pi = f(V/C)$; 14 – данные авторов статьи.

Одним из факторов, способствующих увеличению предела прочности при сжатии в присутствии модификаторов является возрастание степени гидратации цемента в поздние сроки в присутствии НТФ (рис. 4). Оценка степени гидратации выполнена по величине общей контракции цемента, определенной по методике [6]. Метод позволяет достаточно оперативно оценивать влияние различных добавок на кинетику гидратации цементов.

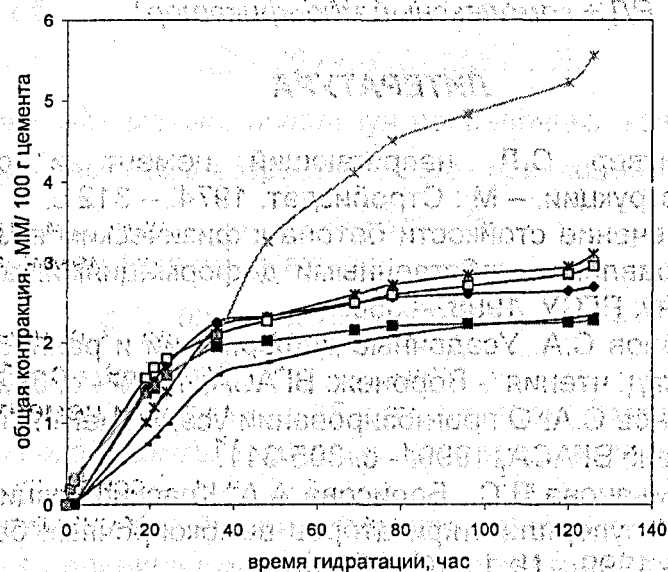


Рис. 4.
 Зависимость общей контракции от типа цемента
 1 - ПЦ; 2 - ПЦ+С-3; 5 - ПЦ+РД; 8 - ПЦ+РД+С-3; 11 - НЦНВ; 14 - НЦНВ+НТФ

Как уже отмечалось, сочетание замедлителя и ускорителя, регулируя развитие процессов расширения и нарастания прочности во времени, позволяет в очень широком диапазоне изменять деформации и прочность одного и того же цемента, при этом даже у портландцемента могут быть получены значительные величины деформаций расширения (рис. 2). Установленный факт открывает перспективы получения расширяющихся цементов с пониженным содержанием РД, что с учетом высокой стоимости и ограниченности ее ресурсов имеет немаловажное значение.

В присутствии комплексного модификатора закономерность изменения предела прочности при сжатии от деформаций свободного расширения может принципиально измениться, т.е. увеличение расширения сопровождается ростом прочности (рис. 5), что позволяет прогнозировать возможность создания вяжущих, обеспечивающих высокую прочность при значительных деформациях расширения. Такие цементы могут быть использованы для замоноличивания стыков, подливок под оборудование и т.п.

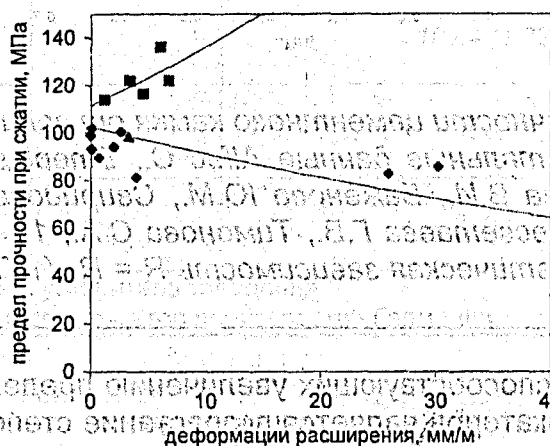


Рис. 5: Соотношение предела прочности и деформаций цементного камня
1, 3 – ПЦ + РД; 2 – ПЦ + РД + комплексный модификатор

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. напрягающий цемент и самоупрочненные железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1974. – 312 с.
2. Панченко А.И. Обеспечение стойкости бетона к физическим воздействиям внешней среды путем управления собственными деформациями: автореф. Дисс. ... д.т.н. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 1996. – 35с.
3. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. Усадочные деформации и раннее трещинообразование бетона. - 5-е акад. чтения. - Воронеж: ВГАСА, 1999. - с. 312-316.
4. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О прогнозировании усадки цементных бетонов. - 5-е акад. чтения. - Воронеж: ВГАСА, 1999. - с. 305-311.
5. Калашников В.И., Демьянова В.С., Борисова А.А. Классификационная оценка цементов в присутствии суперпластификаторов высокопрочных бетонов // Изв. Вуз. Строительство. – 1999. - № 1. – С. 39– 43.
6. Некрасов В.В. Изменение объема системы при твердении гидравлических вяжущих // Изв. АН СССР, №6, 1945. – С.162 – 175.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СТЕПЕНИ ГИДРАТАЦИИ ЦЕМЕНТА

В предыдущих работах нами были представлены зависимости, в комплексе образующие некую математическую модель, позволяющую на стадии проектирования состава рассчитывать основные характеристики бетона: прочность, морозостойкость, водонепроницаемость, устойчивость к агрессивным воздействиям. В основе модели лежит представление о решающем влиянии изменяющейся во времени структуры цементного камня, прямым образом зависящей от степени гидратации цемента, на свойства бетона. Таким образом, прогнозируя степень гидратации цемента, можно прогнозировать и параметры бетона на различных стадиях его твердения.

Получена система зависимостей для расчета степени гидратации цемента, твердеющего при температуре от 0 до 30 °С. Как оказалось, в аналитических выражениях удобно оперировать предложенным Ахвердовым И.Н. понятием относительного водосодержания цементного теста X

$$X = \frac{(B/C)_m}{\frac{HG}{100}} \quad (1)$$

где: $(B/C)_m$ — водоцементное отношение цементного теста;
 HG — нормальная плотность цемента, %.

Для цементного теста, твердеющего в течение 28 суток при температуре 20 °С, получена зависимость для расчета степени гидратации цемента α_{28}^{20} , причем характер зависимости зависит от численного значения X :

Так, при $X \leq 1,65$

$$\alpha_{28}^{20} = 60 \cdot X - (1,65 \cdot X)^{0,67} \cdot \exp(1,65 \cdot X), \% \quad (2)$$

А при $X > 1,65$

$$\alpha_{28}^{20} = 70 + 5 \cdot (X - 1,65) \cdot \% \quad (3)$$

Зная величину α_{28}^{20} , можно, используя поправочный коэффициент ζ , перейти к степени гидратации цемента в возрасте 28 суток при любой температуре: α_{28}^t

$$\alpha_{28}^t = \alpha_{28}^{20} \cdot \zeta, \% \quad (4)$$

Коэффициент ζ можно рассчитать по

$$\zeta = 1,02 - 0,00015 \cdot \exp(0,3 \cdot X) \cdot (30 - t)^2 \quad (5)$$

где t — температура твердения, °С.

В промежуточном возрасте (до 28 суток) степень гидратации цемента зависит от достаточно широкой гаммы влияющих факторов, в первую очередь времени и температуры.

По аналогии с [1] получена зависимость для расчета относительной степени гидратации (в долях единицы) $\alpha_{отн}$, причем степень гидратации цемента в возрасте 28 суток при каждой определенной температуре принимается равной единице.

$$\alpha_{\text{отн}} = \frac{1 - \frac{C_3S}{100} \cdot \exp(-\beta_1 \cdot \tau \cdot k_t \cdot k_w \cdot k_M) - (1 - \frac{C_3S}{100}) \cdot \exp(-\beta_2 \cdot \tau \cdot k_t \cdot k_w)}{1 - \frac{C_3S}{100} \cdot \exp(-\beta_1 \cdot 28 \cdot k_t \cdot k_w \cdot k_M) - (1 - \frac{C_3S}{100}) \cdot \exp(-\beta_2 \cdot 28 \cdot k_t \cdot k_w)}, \quad (6)$$

где: τ — время твердения, сутки;

$\beta_1, \beta_2, k_t, k_w, k_M$ — коэффициенты.

В (4) и последующих выражениях содержание основных минералов цемента (C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF) дано в %.

Коэффициент β_1 для портландцемента может быть принят равным единице. β_2 может быть рассчитан по

$$\beta_2 = 1,25 \cdot \frac{C_3A}{100} + 0,05. \quad (7)$$

Коэффициент k_t зависит от температуры твердения бетона

$$k_t = (0,6 + 0,02 \cdot t)^2. \quad (8)$$

Коэффициент k_w зависит от относительного водосодержания цементного теста.

$$k_w = \frac{0,876}{X} + 0,5. \quad (9)$$

А величина коэффициента k_M определяется маркой цемента M_u

$$k_M = 1 + \frac{M_u - 400}{1700}. \quad (10)$$

И, наконец, величина степени гидратации цемента в любом возрасте и при любой температуре α_t^t может быть получена как

$$\alpha_t^t = \alpha_{28}^{28} \cdot \alpha_{\text{отн}} \cdot 100\%. \quad (11)$$

Для оценки кинетики изменения прочности бетона предлагается выражение

$$R_b = \frac{0,3 \cdot k_3 \cdot R_u}{(B/C)_b - 0,1} \cdot \left(\frac{\alpha_t^t}{\alpha_{28}^{28}} \right)^2, \text{ МПа}, \quad (12)$$

где: R_u — активность цемента, МПа;

k_3 — коэффициент, зависящий от свойств и вида заполнителей (для чистого гранитного щебня равен 1);

$(B/C)_b$ — водоцементное отношение бетонной смеси;

В возрасте 28 суток для бетона, твердеющего при температуре 20 °С, (12) приводится к

$$R_b = \frac{0,3 \cdot k_3 \cdot R_u}{(B/C)_b - 0,1}, \text{ МПа}. \quad (13)$$

Попытаемся увязать степень гидратации цемента с таким противоречивым и трудным в определении параметром, характеризующим твердеющий бетон, как его тепловыделение. В литературе есть множество рекомендаций по назначению удельного тепловыделения цемента, которое связывают с видом и активностью цемента, водоцементным отношением бетонной смеси, видом и количеством вводимых химических добавок и множеством иных факторов. На наш взгляд, все значительно упрощается, если связать тепловыделение цемента с ясным, имеющим физический смысл параметром, — со степенью гидратации цемента.

В [2] приведены многочисленные данные по тепловыделению цемента нормальной густоты различного минералогического состава. Эти данные ценны тем, что параллельно определялось количество химически связанной воды. В результате

обработки приведенных результатов (в возрасте 28 суток твердения) применительно к возможной степени гидратации цемента, определяемой по (2), получено выражение для расчета удельного тепловыделения цемента q_0 , приходящегося на 1% гидратации цемента

$$q_0 = 0,7691 \cdot C_3S + 0,3631 \cdot C_2S + 0,3352 \cdot C_3A + 0,65 \cdot C_4AF, \text{ ккал/(кг \%)} \quad (14)$$

Тогда удельное тепловыделение цемента при любой степени гидратации цемента может быть рассчитано как

$$q_a = a_0 \cdot \alpha_r^t, \text{ ккал/кг} \quad (15)$$

Для примера рассчитаем степень гидратации и удельное тепловыделение цемента марок 400 и 500 (принято $C_3S = 56\%$, $C_2S = 21\%$, $C_3A = 4\%$ и $C_4AF = 15\%$). Результаты приведены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1.

Степень гидратации (в %) и удельное тепловыделение цемента (в кДж/кг) тяжелого бетона марки 250, приготовленного на портландцементе марки 400

τ, сутки	Средняя температура воздуха, °C									
	0		5		10		20		30	
	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a
2	22	54	28	69	34	84	45	109	52	126
3	28	70	35	87	41	102	50	125	56	139
5	37	91	43	107	49	120	57	141	62	154
7	42	104	48	118	53	130	59	150	65	162
14	49	123	55	136	59	148	67	165	70	174
28	56	138	61	150	64	159	70	172	71	177

Таблица 2.

Степень гидратации (в %) и удельное тепловыделение цемента (в кДж/кг) тяжелого бетона марки 450, приготовленного на портландцементе марки 500

τ, сутки	Средняя температура воздуха, °C									
	0		5		10		20		30	
	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a	α_r^t	q_a
1	14	34	18	44	22	55	31	77	38	93
2	22	55	28	69	33	82	42	104	47	117
3	29	71	34	85	39	97	47	116	52	127
5	36	88	41	101	45	111	52	128	56	139
7	39	99	44	109	48	119	55	136	59	146
14	46	113	50	124	54	134	60	148	62	154
28	51	126	55	135	58	143	62	152	63	156

Сопоставим полученные результаты (в части удельного тепловыделения) с данными [3], приведенными в таблицах 3 и 4.

Естественно, о полном соответствии результатов речь не идет, поскольку данные в таблицах 3 и 4 не привязаны к конкретному бетону, но тенденции и порядок изменения удельного тепловыделения цемента имеют место.

Оценим также и кинетику изменения прочности бетона. В таблицах 5 и 6 представлены данные, полученные из [4] — $R_{фr}$, а также результаты расчета по выражению (12) — R_p .

Таблица 3. Тепловыделение портландцемента марки 400, кДж/кг

Время твердения, сутки	Температура, °С			
	5	10	20	40
1	29	50	105	188
2	63	105	167	230
3	109	146	209	272
7	188	209	272	314
14	209	251	314	335
28	251	293	335	

Таблица 4. Тепловыделение портландцемента марок 500 и 600, кДж/кг

Время твердения, сутки	Температура, °С			
	5	10	20	40
1	42	63	125	209
2	165	1105	188	272
3	89	167	251	293
7	188	251	292	356
14	230	293	335	377
28	272	314	377	

Таблица 5. Относительная прочность тяжелого бетона (в %), марок 200..300, приготовленного на портландцементе марок 400..500

τ, сутки	Средняя температура воздуха, °С									
	0		5		10		20		30	
	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p
1	4	3	9	6	14	10	20	20	30	31
2	10	10	19	16	25	23	40	40	55	53
3	18	16	27	25	37	34	50	52	65	65
5	28	28	38	38	50	48	65	66	80	79
7	35	36	48	46	58	56	70	75	90	88
14	50	50	62	61	72	73	90	91	100	101
28	65	64	77	75	85	85	100	99	102	104
$V_R, \%$	3,60		5,68		5,16		3,71		2,12	

Таблица 6. Относительная прочность тяжелого бетона марок 400..500, приготовленного на портландцементе марок 500..600

τ, сутки	Средняя температура воздуха, °С									
	0		5		10		20		30	
	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p	R_{ϕ}	R_p
1	7	5	12	8	15	13	30	25	40	37
2	15	13	20	21	30	29	45	46	60	58
3	20	21	30	31	40	40	55	57	70	69
5	30	33	40	43	55	53	70	71	80	83
7	37	41	50	51	65	61	80	79	90	91
14	50	55	70	66	83	76	98	94	100	102
28	70	68	80	78	95	87	100	100	102	104
$V_R, \%$	9,90		6,55		8,76		4,14		2,98	

Достаточно низкие значения коэффициента вариации V_R показывают приемлемость полученной математической модели, описывающей кинетику гидратации цемента.

В перспективе, на наш взгляд, полученную модель необходимо дополнить влиянием различных химических добавок, в первую очередь ускорителей твердения, а температурный диапазон расширить до $+50..+60$ °С. Кроме того, следует предусмотреть возможность разбиения всего процесса твердения на этапы, характеризующиеся различной температурой и продолжительностью, что существенно повысит достоверность расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бабицкий В.В. Оценка кинетики твердения бетона. Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сборник трудов Международной научно-практической конференции./ Под ред. Блещика Н.П. - Мн., «Технопринт»Б 2000. - 609 с.
2. Запорожец И.Д., Огороков С.Д., Парийский А.А. Тепловыделение бетона - Л.: Стройиздат, 1966. - 316 с.
3. Бетонные и железобетонные работы/ К.И.Башлай, В.Я.Гендин, Н.И.Евдокимов и др.; Под ред. В.Д.Топчия. - 2-е изд., перераб. И доп. - М.: Стройиздат, 1987. - 320 с.
4. Справочник по производству сборных железобетонных изделий/ Бердический Г.И., Васильев А.П., Иванов Ф.М. и др.; Под ред. Михайлова К.В., Фоломеева А.А. - М.: Стройиздат, 1982. - 440 с.

УДК 624.012.46:666.972.16

Блещик Н.П., Мазуренок Г.В., Щербицкая Е.В.

ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНО – МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ЕЕ ЖЕСТКОСТЬ

Большинство известных расчетно-экспериментальных методик проектирования состава бетона, как правило, учитывают влияние состава и физико-механических свойств исходных материалов – нормальной плотности цементного теста, крупности и пустотности заполнителей, соотношения их масс, расхода цемента и др. – на технологические свойства бетона поправочными коэффициентами, которые в связи с дискретным и эмпирическим характером не всегда адекватно отражают взаимосвязь структурно – механических и технологических свойств бетонной смеси.

В связи с появившимися возможностями компьютерного проектирования состава бетона исходя из многофакторных математических моделей возникла необходимость получения таких моделей, наиболее полно учитывающих свойства исходных материалов и состава бетонной смеси на ее качественные характеристики и механические свойства бетона.

В [1] была предпринята попытка разработать рекомендации по определению составов обычного и пластифицированного бетонов с учетом указанных факторов. По разработанным рекомендациям проектирование состава осуществляется путем совместного решения уравнений удобоукладываемости (подвижности или жесткости) бетонной смеси и прочности бетона, из которого находится рациональное соот-

ношение исходных материалов, обеспечивающих наименьший расход цемента при заданной отпускной или передаточной и проектной прочностях бетона, удобоукладываемости бетонной смеси, вида химических добавок, режимов тепловой обработки.

Рекомендации были разработаны на основе структурно-механических зависимостей, представленных в работе [3].

Накопленный опыт практического использования расчетной методики проектирования состава бетона выявил необходимость уточнения ее отдельных положений, в том числе и математической модели жесткости бетонной смеси. Необходимость получения уточненной модели обусловлена также промышленным внедрением беспрогревной и малоэнергоёмкой технологий производства предварительно напряженных железобетонных конструкций, которые основываются на снижении водоцементного отношения за счет применения эффективных пластификаторов и ускорителей твердения бетона, а также на использовании экзотермии цемента.

В качестве основных факторов, обуславливающих жесткость бетонной смеси, как и в [1] приняты следующие структурные характеристики смеси:

- относительное водосодержание бетонной смеси X'_6 без учета воды, поглощенной заполнителем;
- объемная концентрация цементного теста и воды, иммобилизованной заполнителем, $m_{ТВ}$, идущих на раздвижку зерен заполнителя;
- объемная концентрация цементного теста $m_{Т2}$ в межзерновом пространстве;
- объемное относительное содержание воздуха в стандартно уплотненной бетонной смеси – $m_{в.см}$;
- относительное снижение коэффициента нормальной плотности $K_{н2}$ цементного теста при введении добавки – $K_{пл}$.

Указанные характеристики рассчитываются по следующим зависимостям:

$$X'_6 = \frac{B - B_{погл}}{Ц \cdot K_{н2}}; \quad (1)$$

$$m_{ТВ} = m_{ТВ} - m_{Т2}; \quad (2)$$

$$m_{Т2} = m_{пз} - m_{в.см}; \quad (3)$$

$$K_{пл} = \frac{\Delta K_{н2}}{K_{н2}} = \frac{i_{пл} \cdot m_{д}}{K_{н2}}; \quad (4)$$

где: $Ц$ и B – содержание цемента и воды в $1 м^3$ бетонной смеси;

$B_{погл}$ – количество воды, поглощенной заполнителем в $1 м^3$ бетонной смеси, определяемое по зависимости:

$$B_{погл} = (\Pi \cdot W_{п} + \Psi(\Gamma p) \cdot W_{щ(гр)}) \cdot 10^{-2}; \text{ кг/м}^3 \quad (5)$$

где: $W_{п}$ и $W_{щ(гр)}$ – водопоглощение песка и щебня (гравия), %;

$m_{ТВ}$ – общая объемная концентрация цементного теста и воды, иммобилизованной заполнителем, определяемая по формуле:

$$m_{ТВ} = 1 - \frac{\Pi}{\rho_{п}} - \frac{\Psi(\Gamma p)}{\rho_{щ(гр)}} - m_{в.см}; \quad (6)$$

где: $\rho_{п}$ и $\rho_{щ(гр)}$ – истинная плотность песка и щебня (гравия), кг/м^3 ;

$m_{пз}$ – пустотность смеси заполнителей в виброуплотненном состоянии, определяемая по методике [1];

$i_{пл}$ – интенсивность изменения $K_{нз}$ при введении пластифицирующей добавки; определяемая по формуле:

$$i_{пл} = \frac{\Delta K_{нз}}{m_0}; \quad (7)$$

где: $\Delta K_{нз}$ – абсолютное значение уменьшения $K_{нз}$ теста при введении добавки в количестве m_0 ;

m_0 – содержание добавки в бетонной смеси в расчете на сухое вещество в относительных единицах.

Объемное содержание воздуха в жесткой бетонной смеси ориентировочно может приниматься равным 0,035.

Уточнение математической модели жесткости бетонной смеси осуществлялось в ходе выполнения научно-исследовательских работ по республиканской теме [4]. Опыты проводились на бетонных смесях, в которых основные структурные характеристики варьировались в широких пределах: водоцементное отношение $V/C = 0,22...0,653$; $X_6 = 0,84...2,4$; $m_{Т1В} = 0,015...0,15$; $m_{Т2} = 0,15...0,22$. Содержание цемента находилось в пределах $250...650 \text{ кг/м}^3$.

В опытах использовались: портландцемент ПЦ500–Д20 ОАО “Красносельскцемент” с $K_{нз} = 0,245$; Крапужинский песок с $M_k = 2,74$; Микашевичский щебень фракции 5...20 мм; пластифицирующая добавка СПС, соответствующая [5] и суперпластификатор С-3 по [6]. Рациональное содержание добавки СПС принималось по зависимости, полученной в [4]:

$$m_0 = (1,85 - 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot C) \cdot 10^{-2} \quad (8)$$

Содержание С-3 принималось равным 0,7 % от массы цемента ($m_0 = 0,007$).

Исследуемые составы бетона, и расчетные структурные характеристики бетонной смеси приведены в табл. 1.

Корреляционную зависимость жесткости бетонной смеси от ее структурных характеристик находили в том же виде, что и в работах [1, 2], т.е. в виде произведения двух функций: $F_1 = F(m_{Т1В}, m_{Т2}, K_{пл})$ и $F_2 = F(X_6, K_{пл})$. Сложная функция F_1 представлена как сумма двух функций: $F_1 = F_{1,1}(m_{Т1В}, K_{пл}) + F_{1,2}(m_{Т2}, K_{пл})$. $F_{1,1}$ и F_2 находились в виде дробно-линейных функций, графики которых представлялись в виде равноугонных гипербол с асимптотами, параллельными осям координат:

$$F_i = \frac{a_i \cdot x_i + b_i}{c_i \cdot x_i + d_i};$$

где x_i – аргумент функций: для $F_{1,1}$ при $K_{пл} = 0$ $x_i = m_{Т1В}$, для F_2 при $K_{пл} = 0$ $x_i = X_6$.

Функция $F_{1,2}$ находилась в виде линейной зависимости от $m_{Т2}$ при $K_{пл} = 0$.

При $K_{пл} \neq 0$, т.е. для бетонных смесей, модифицированных пластифицирующими добавками, аргументы дополнялись параметрами, зависящими от $K_{пл}$.

Вид функциональных зависимостей принят на основании результатов анализа многочисленных экспериментальных данных, выполненных различными исследователями.

Параметры функций находились путем математико-статистической обработки полученных экспериментальных данных с использованием ПЭВМ.

В результате обработки данных зависимость жесткости бетонной смеси от ее структурно-механических свойств представлена в следующем виде:

Таблица 1.

Составы бетона и расчетные характеристики бетонной смеси

№ со- ст	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Вид добав- ки	m _д · 10 ²	$\frac{B - B_{\text{полл}}}{Ц}$	X' _б	K _{пл}	m _{нз}	m _{T2}	m _{T1B}	m _{TB}
	Ц	П	Щ	В									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	485	781	1102	133	-	-	0,25	1,001	-	0,222	0,187	0,075	0,262
2	589	589	1139	157	-	-	0,25	1,001	-	0,238	0,203	0,118	0,321
3	641	437	1215	169	-	-	0,25	0,999	-	0,257	0,222	0,128	0,350
4	405	882	1101	122	-	-	0,27	1,079	-	0,216	0,181	0,043	0,224
5	470	792	1091	138	-	-	0,269	1,074	-	0,220	0,185	0,077	0,262
6	570	625	1103	164	-	-	0,271	1,083	-	0,234	0,199	0,122	0,321
7	619	501	1155	176	-	-	0,269	1,077	-	0,247	0,212	0,136	0,348
8	541	580	1194	157	-	-	0,272	1,090	-	0,223	0,188	0,116	0,304
9	446	826	1089	134	-	-	0,274	1,096	-	0,218	0,183	0,067	0,250
10	442	688	1195	147	-	-	0,309	1,235	-	0,210	0,175	0,087	0,262
11	544	673	1078	163	-	-	0,281	1,124	-	0,229	0,194	0,118	0,312
12	384	892	1095	127	-	-	0,299	1,196	-	0,215	0,180	0,043	0,223
13	448	809	1072	146	-	-	0,300	1,199	-	0,219	0,184	0,079	0,263
14	542	661	1066	173	-	-	0,301	1,203	-	0,229	0,194	0,127	0,321
15	590	563	1087	186	-	-	0,299	1,196	-	0,238	0,203	0,147	0,350
16	347	897	1091	139	-	-	0,365	1,459	-	0,212	0,177	0,045	0,222
17	345	798	1198	138	-	-	0,366	1,463	-	0,205	0,170	0,050	0,220
18	330	917	1071	144	-	-	0,398	1,592	-	0,212	0,177	0,045	0,222
19	386	847	1036	166	-	-	0,399	1,597	-	0,215	0,180	0,082	0,262
20	243	995	1095	134	-	-	0,497	1,989	-	0,210	0,175	0,009	0,184
21	266	964	1076	146	-	-	0,501	2,002	-	0,210	0,175	0,028	0,203
22	291	931	1054	158	-	-	0,500	2,000	-	0,211	0,176	0,047	0,223
23	246	892	1189	138	-	-	0,509	2,035	-	0,203	0,168	0,020	0,188
24	237	974	1067	155	-	-	0,599	2,395	-	0,220	0,185	0,017	0,202
25	509	827	1129	120	СПС	0,96	0,229	0,985	0,148	0,225	0,190	0,074	0,264
26	436	858	1130	119	СПС	1,09	0,255	0,991	0,151	0,218	0,183	0,052	0,235
27	406	858	1130	120	СПС	1,14	0,265	1,033	0,163	0,216	0,181	0,042	0,223
28	393	876	1124	119	СПС	1,16	0,273	1,061	0,163	0,215	0,180	0,038	0,218
29	447	826	1090	134	СПС	1,07	0,273	1,063	0,167	0,219	0,184	0,066	0,250
30	323	953	1122	115	СПС	1,28	0,317	1,234	0,167	0,212	0,172	0,018	0,190
31	283	977	1132	115	СПС	1,24	0,361	1,404	0,168	0,211	0,162	0,015	0,177
32	347	897	1091	139	СПС	1,24	0,365	1,419	0,171	0,213	0,178	0,044	0,222
33	268	988	1132	115	СПС	0,96	0,380	1,480	0,169	0,210	0,158	0,015	0,173
34	248	100	1137	115	СПС	0,96	0,410	1,596	0,167	0,210	0,151	0,015	0,166
35	589	589	1139	131	С-3	0,7	0,206	0,841	0,165	0,238	0,203	0,117	0,320
36	641	437	1215	141	С-3	0,7	0,206	0,841	0,165	0,257	0,222	0,128	0,350
37	442	688	1196	124	С-3	0,7	0,256	1,045	0,165	0,21	0,175	0,087	0,261
38	590	563	1087	156	С-3	0,7	0,248	1,012	0,165	0,238	0,203	0,147	0,350

$$\begin{aligned}
 \mathcal{J} = & \left(4,2 + \frac{3,5 - 18 \cdot m_{T1B} \cdot (1 + 0,1 \cdot K_{пл})}{2,8 \cdot (1 + 4 \cdot K_{пл}) \cdot m_{T1B} - 1 \cdot 10^{-2}} - 28 \cdot m_{T2} \cdot (1 + 0,1 \cdot K_{пл}) \right) \times \\
 & \times \frac{1 - 0,38 \cdot \frac{X'_6 + K_{пл}}{1 - K_{пл}}}{0,69 \cdot \frac{X'_6 + K_{пл}}{1 - K_{пл}} - 0,65} \times (1 - K_{пл})
 \end{aligned} \quad (9)$$

Результаты сравнения опытных данных с рассчитанными по (9) и по методикам [1, 2, 7] представлены в табл. 2. Как следует из данных таблицы, полученная зависимость адекватно отражает влияние различных структурно-механических характеристик бетонной смеси и может быть использована для совместного решения с уравнением прочности бетона при проектировании его состава.

Анализ функций, входящих в формулу жесткости бетонной смеси (см. рис. 1) свидетельствует о различном влиянии структурных характеристик бетонной смеси m_{T1B} , m_{T2} и X'_6 . Если с увеличением значений m_{T2} , т.е. межзерновой пустотности на 0,05 (с 0,17 до 0,222) функция $F_{1,2}$ уменьшается с минус 0,56 до минус 2,02, т.е. в 3,6 раза, то увеличение на эту же величину m_{T1B} (с 0,03 до 0,08) функция $F_{1,1}$ уменьшается в 19,4 раза. Увеличение X'_6 с 1 до 2 функция F_2 уменьшается в 47 раз. Соответственно изменяется и жесткость бетонной смеси. Следовательно, для получения рациональных составов бетонов следует стремиться к увеличению значений m_{T1B} за счет уменьшения m_{T2} .

На рис. 2 представлены графики зависимостей жесткости бетонной смеси от расхода цемента и водоцементного отношения, построенные при наиболее распространенных значениях $m_{пз} = 0,21$, $K_{нз} = 0,25$ и $V_{погл} = 10$ кг. Эти графики могут использоваться для назначения приближенных расходов цемента при заданных значениях V/C , определенных исходя из прочности бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по определению составов обычного и пластифицированного бетонов с учетом условий тепловой обработки и данных статистического контроля прочности. / ИСиА Госстроя БССР. – Мн., 1984. – 70 с.
2. Пособие 5.03.01-96 к СНиП 3.03.01-87. Проектирование и возведение конструкций подземных частей полносборных зданий с рациональным применением монолитного бетона / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 1997. – 153 с.
3. Блещик Н.П.. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона. – Мн., "Наука и техника", 1977. – 232 с.
4. Отчет о НИР "Разработать и внедрить композиции бетона и малоэнергоемкие режимы производства предварительно напряженных железобетонных конструкций с применением химических добавок, синтезированных из материалов белорусских предприятий". Мн., 2000. – 206 с.
5. ТУ РБ 05891370.145 – 97 Добавка пластифицирующая СПС для бетонов. 1997. – 17с.
6. ТУ 6-36-0204229-625-90. Пластификатор С-3.
7. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1979. – 103 с.

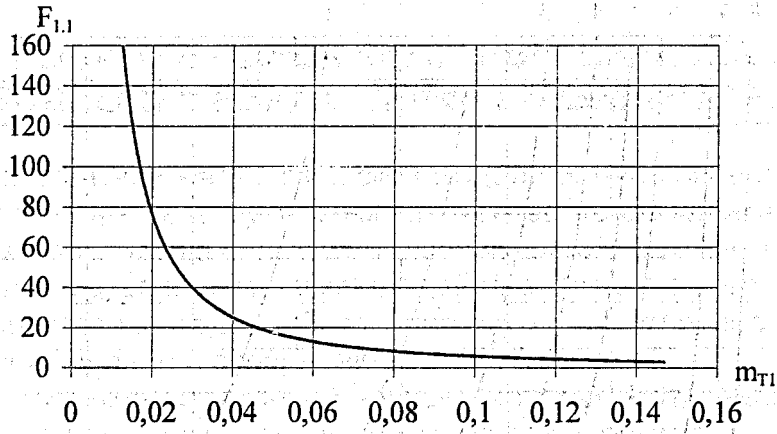
Таблица 2.

Сравнение опытных данных жесткости с расчетными

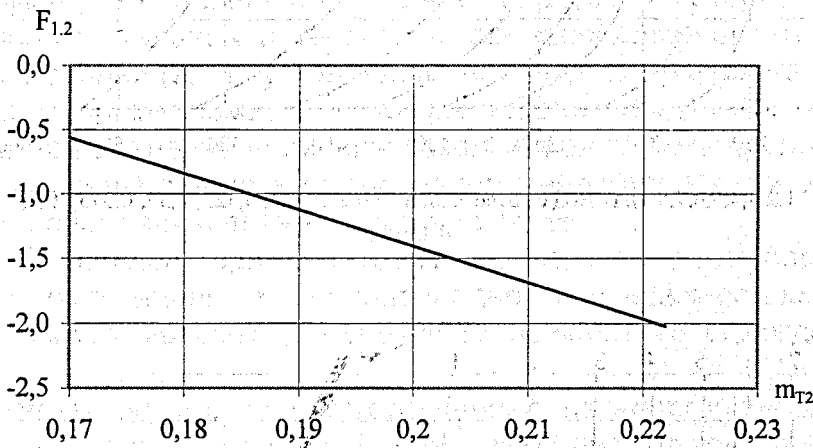
№ сост	Ж, с., по					Δ, с.	Погрешн., %
	[1]	[2]	[7]	форм.(9)	факт.		
1	44	5	130	108	140	-32	-23
2	11	-2	11	32	27	1,6	5,2
3	-5	-10	6	16	20	-2,7	-14
4	59	5	91	127	140	-33	-21
5	26	3	40	50	60	-10	-17
6	7	0	9	13	23	-10	-43
7	-1	-3	5	6	8	-2	-27
8	11	1	10	17	15	1,8	12
9	31	3	50	56	55	1,1	2
10	38	6	20	18	17	-2,0	-10
11	10	1	15	12	25	-13	-51
12	35	4	60	67	90	-23	-26
13	16	2	21	25	30	-5,5	-18
14	5	0	5	6	8	-1,8	-23
15	1	-1	5	2	4	-2,2	-55
16	16	3	40	26	20	5,7	29
17	16	3	30	22	18	4,3	24
18	12	3	22	18	13	5,0	38
19	6	2	9	7	4	2,7	68
20	28	4	43	67	36	31	86
21	10	3	25	13	17	-4,2	-25
22	6	2	10	6	6	0,2	4
23	13	4	30	18	15	3,1	21
24	5	3	12	6	4	1,8	44
25	6	1	—	13	13	1	6
26	6	1	—	14	13	1	7
27	6	1	—	16	18	-2	-11
28	7	1	—	16	16	1	6
29	3	1	—	6	10	-4	-44
30	10	2	—	25	19	6	34
31	18	2	—	18	13	5	41
32	2	1	—	3	4	-1	-14
33	33	2	—	19	16	3	19
34	53	3	—	11	22	-11	-51
35	3	-1	—	2	15	-13	-83
36	-1	-4	—	0	16	-16	-101
37	6	2	—	4	10	-6	-55
38	0	-1	—	0	3	-3	-112

$\Delta = Ж_{\text{форм.(9)}} - Ж_{\text{факт.}}, \text{ с.}; \text{ Погрешн.} = (\Delta / Ж_{\text{факт.}}) \cdot 100 \%, \%$

а)



б)



в)

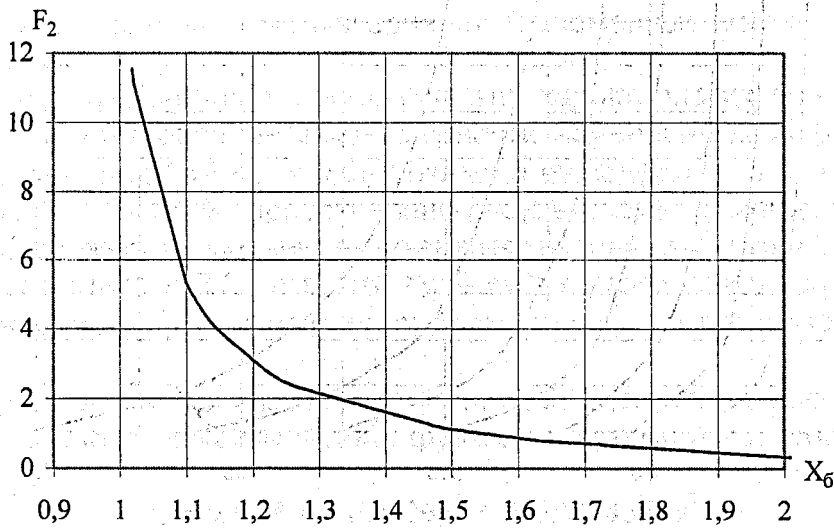


Рис. 1.

Влияние различных структурных характеристик бетонной смеси на функции, определяющие ее жесткость

а) $F_{1,1} = F(m_{T1B})$; б) $F_{1,2} = F(m_{T2})$; в) $F_2 = F(X_6)$

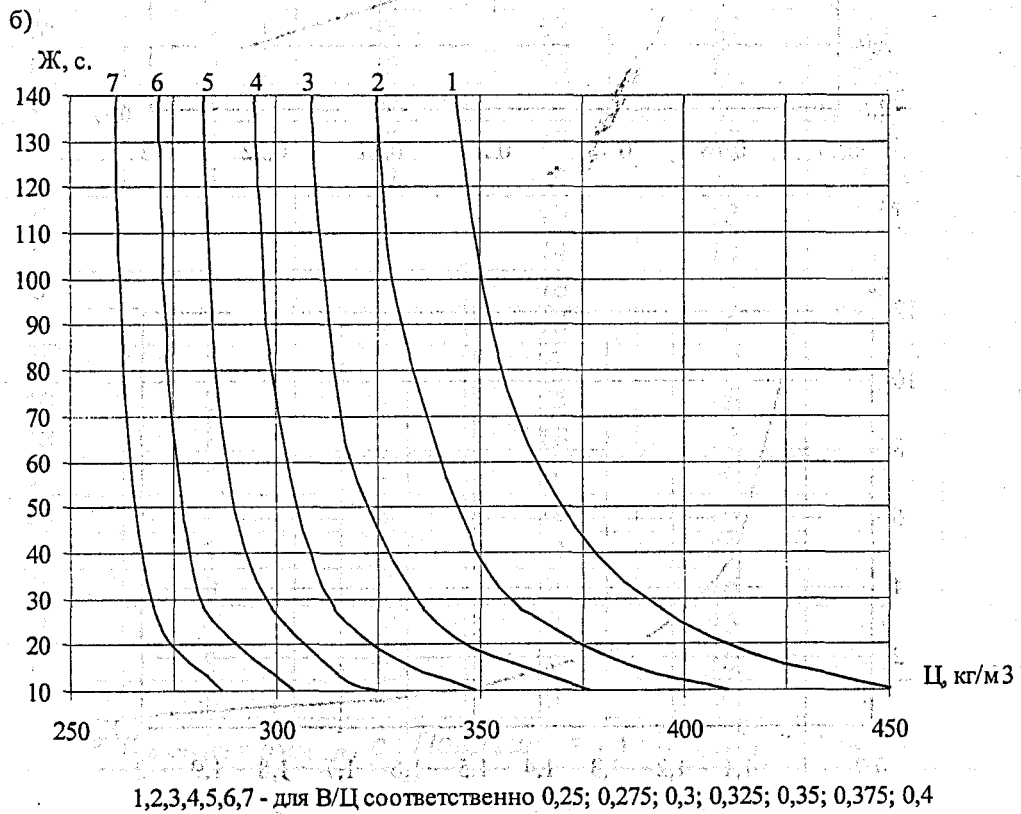
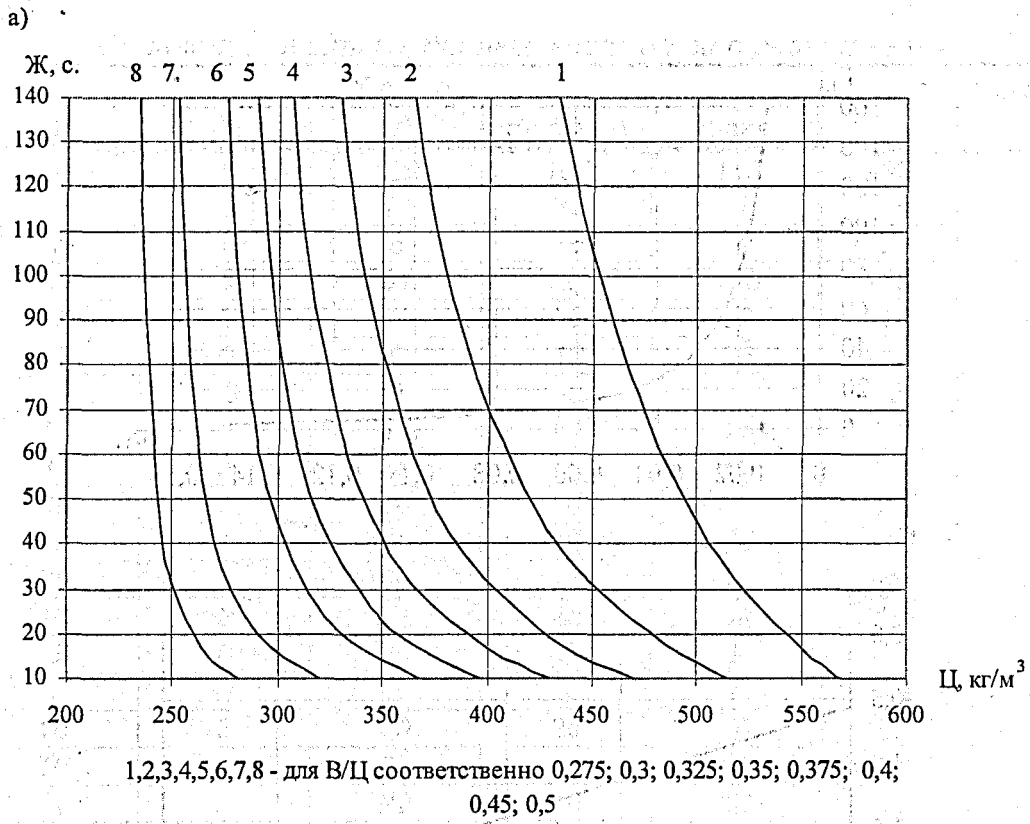


Рис. 2. Зависимость жесткости бетонной смеси от расхода цемента и водоцементного отношения
 а) контрольная, б) модифицированная бетонные смеси

МОДЕЛИРОВАНИЕ ОДНОФАКТОРНЫХ ВЗАИМОСВЯЗЕЙ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫХ УТЕПЛИТЕЛЕЙ

Простроение адекватной математической модели изменения величины коэффициента теплопроводности конструктивных элементов теплозащитного ограждения опалубочных форм, предназначенных для выдерживания бетона в условиях пониженных температур, под влиянием изменяющейся влажности утеплителя [1], является одной из приоритетных задач, обеспечивающих существенное снижение энергоемкости возведения зданий и сооружений.

Понимая наличие многофакторной зависимости рассматриваемых взаимосвязей, автор исследования считает, тем не менее, правомерным так же и использование однофакторных моделей, описывающих явления увеличения интенсивности остывания конструкции под влиянием повышения влажности материала утеплителя.

Путем экспериментальных и теоретических исследований, что является продолжением исследований [2, 3], установлено влияние изменения величины влажности, наиболее часто применяемых высокоэффективных и местных теплоизоляционных материалов, на изменение величины коэффициента теплопроводности этих же материалов и построены однофакторные математические модели взаимосвязи коэффициента теплопередачи и влажности утеплителей.

Представлены однофакторные математические модели для определения формы связи между коэффициентом теплопроводности и влажностью изоляционного материала для рассматриваемых двух групп теплозащитных ограждений опалубочных форм:

- высокоэффективные утеплители, изготовленные на неорганической и органической основе (пенопласт плотностью 16 кг/м^3 ; пенопласт плотностью 18 кг/м^3 ; вспененный пенопласт, выполненный непрерывным методом; жесткая пена из полуретана плотностью 40 кг/м^3 ; минеральная вата;
- утеплители на основе местных материалов (соломенные маты, льнокастрочные плиты, фибролит и др.).

Исследование изменения теплофизических характеристик *пенопласта* плотностью 16 кг/м^3 , и установление закономерности изменения коэффициента теплопроводности в пределах $0,037 < \lambda < 0,088 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$ от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 30 \%$, представлено результатами, помещенными в табл. 1. С увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает в 2,3 раза, что приводит к увеличению теплопотерь через теплое ограждение в 1,3÷1,4 раза по сравнению с сухим теплоизоляционным материалом.

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ описана адекватной моделью математической регрессии параболического типа; функция и аргумент которой представлены в табл. 1.

$$\lambda = 0,037 + 0,00026 \cdot w + 0,0000486 \cdot w^2 \quad (1)$$

Математическая модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 0,999713$; незначительной величиной среднего квадратичного отклонения; равной $0,0004$ и высокой точностью формулы, в которой $d = 0,0573 \%$.

Таблица 1.

Изменение теплофизических характеристик пенопласта плотностью 16 кг/м^3 , определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности для пенопласта, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,037	0,037
5	0,039	0,039
10	0,044	0,044
15	0,052	0,052
20	0,061	0,061
25	0,074	0,074
30	0,088	0,088

Параметры теплофизических характеристик пенопласта плотностью 18 кг/м^3 , позволяющие установить закономерности изменения зависимости коэффициента теплопроводности в пределах $0,038 < \lambda < 0,088 \text{ Вт/(м°C)}$ от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 25 \%$, представлены в табл. 2. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает в 2,4 раза, что, соответственно, приводит к увеличению теплопотерь через теплозащитное ограждение в 1,4÷1,5 раза по сравнению с сухим материалом.

Таблица 2.

Изменение теплофизических характеристик пенопласта плотностью 18 кг/м^3 , определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности для пенопласта, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,038	0,038
5	0,046	0,046
10	0,054	0,054
15	0,064	0,064
20	0,075	0,075
25	0,088	0,088

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ описана адекватной математической моделью параболического типа, в соответствии с которой

$$\lambda = 0,038 + 0,00132 \cdot w + 0,0000264 \cdot w^2 \quad (2)$$

Математическая модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 0,999766$, незначительной величиной среднего квадратического отклонения, равной 0,0004 и высокой точностью формулы, в которой $d = 0,00469 \%$.

Параметры теплофизических характеристик вспененного пенопласта, изготовляемого при помощи непрерывного метода, позволяющие установить закономерности изменения коэффициента теплопроводности материала, изменяющегося в пределах $0,0253 < \lambda < 0,0382 \text{ Вт/(м°C)}$ от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 15 \%$, представлены в табл. 3. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает в 1,5 раза, что, соответственно, приводит к увеличению теплопотерь в 1,2÷1,3.

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ имеет линейную зависимость, описана при помощи адекватной математической модели, в которой

$$\lambda = 0,0253 + 0,00086 \cdot w \quad (3)$$

Таблица 3.

Изменение теплофизических характеристик вспененного пенопласта, определяющее взаимосвязь $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности вспененного пенопласта, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,0253	0,0253
5	0,0296	0,0296
10	0,0339	0,0339
15	0,0382	0,0382

Математическая модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 1,0$ нулевой величиной среднего квадратического отклонения, и высокой точностью формулы, в которой $d = 0,001$ %, что позволяет считать подтвержденной гипотезу о функциональной зависимости изменения коэффициента теплопроводности вспененного пенопласта с изменением его влажности.

Изменение величины теплофизических характеристик полиуретановой пены плотностью 40 кг/м^3 , позволяют установить закономерности изменения зависимости коэффициента теплопроводности утеплителя в пределах $0,018 < \lambda < 0,069 \text{ Вт/(м°C)}$ от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 30$ %. Данные представлены в табл. 4. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя в представленном пределе величина коэффициента теплопроводности возрастает в 3,8 раза что, соответственно, приводит к увеличению теплотерь через теплозащитное ограждение в 1.5÷1.6 раза по сравнению с сухим теплоизоляционным материалом.

Таблица 4.

Изменение теплофизических характеристик полиуретановой пены плотностью 40 кг/м^3 , определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности полиуретановой пены, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,018	0,018
5	0,019	0,019
10	0,024	0,024
15	0,031	0,031
20	0,041	0,041
25	0,054	0,054
30	0,069	0,069

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ в этом случае описана адекватной математической моделью параболического типа, в которой

$$\lambda = 0,018 + 0,0006 \cdot w + 0,0000552 \cdot w^2 \quad (4)$$

Модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 0,99985$, незначительной величиной среднего квадратического отклонения, равной $0,0003$ и высокой точностью формулы, в которой $d = 0,0301$ %. Анализируя пределы изменения коэффициента теплопроводности высокоэффективных и, по-этому, дорогостоящих термоизоляционных материалов под воздействием проникающей в ее толщу влаги, можно утверждать, что более 50 % потерь тепла происходит из-за увлажнения материала теплозащитного ограждения возводимых и эксплуатируемых конструкций.

Исследованные величины теплофизических характеристик дешевых местных утеплителей, таких как соломенные маты, позволяют установить закономерности изменения коэффициента теплопроводности материала, изменяющегося в пределах $0,0769 < \lambda < 0,3028 \text{ Вт/(м°C)}$ от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w$

< 25 %, Данные представлены в табл. 5. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает в 4 раза, что, соответственно, приводит к увеличению теплопотерь через тепловое ограждение в 1,6-1.7 раза по сравнению с сухим теплоизоляционным материалом.

Таблица 5.
Изменение теплофизических характеристик соломенных матов, определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности соломенных матов, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,0769	0,0769
5	0,1235	0,1235
10	0,1700	0,1700
15	0,2166	0,2166
20	0,2632	0,2632
25	0,3098	0,3098

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ описана при помощи адекватной математической модели линейного типа, в которой

$$\lambda = 0,07689 + 0,00932 \cdot w \quad (5)$$

Математическая модель зависимости характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 1,0$ незначительной величиной среднего квадратического отклонения, равной 0,000032 и стопроцентной точностью формулы, в которой $d = 0,000$ %, что позволяет считать подтвержденной гипотезу о линейной зависимости изменения величины коэффициента теплопроводности соломенных матов от изменения их влажности.

Исследование параметров теплофизических характеристик льнокастричных плит, позволяют установить закономерности изменения коэффициента теплопроводности материала, изменяющегося в пределах $0,0348 < \lambda < 0,1469$ Вт/(м°C) от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 25$ %. Данные представлены в табл. 6. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает так же в 4,2 раза.

Таблица 6.
Изменение теплофизических характеристик льнокастричных плит, определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w , %	Коэффициент теплопроводности льнокастричных плит, λ , Вт/(м°C)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,0348	0,0348
5	0,0572	0,0572
10	0,0796	0,0796
15	0,1020	0,1020
20	0,1245	0,1245
25	0,1469	0,1469

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ описана при помощи адекватной математической модели линейного типа, в которой

$$\lambda = 0,03478 + 0,00448 \cdot w \quad (6)$$

Модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 1,0$ незначительной величиной среднего квадратического отклонения, равной 0,000032 и стопроцентной точностью формулы, в которой $d = 0,000$ %, что позволяет считать подтвержденной гипотезу о линейной зависимости изменения коэффициента теплопроводности льнокастричных плит от изменения их влажности.

Исследование параметров теплофизических характеристик *фибrolита*, позволяют установить закономерности изменения коэффициента теплопроводности материала, изменяющегося в пределах $0,0771 < \lambda < 0,3329$ Вт/(м°С) от содержания влаги, изменяющегося в пределах $0 < w < 25$ %. Данные представлены в табл. 7. Установлено, что с увеличением влажности материала утеплителя величина коэффициента теплопроводности возрастает так же в 4,3 раза.

Таблица 7.

Изменение теплофизических характеристик фибrolита, определяющее взаимосвязи $\lambda = F(w)$

Влажность, w, %	Коэффициент теплопроводности фибrolита, λ , Вт/(м°С)	
	данные экспериментов	теоретические данные
0	0,0771	0,0771
5	0,1283	0,1283
10	0,1794	0,1794
15	0,2306	0,2306
20	0,2817	0,2817
25	0,3329	0,3329

Однофакторная взаимосвязь $\lambda = F(w)$ описана при помощи адекватной математической модели линейного типа, в которой

$$\lambda = 0,07711 + 0,01023 \cdot w \quad (7)$$

Математическая модель характеризуется высоким значением коэффициента корреляции $R = 1,0$ незначительной величиной среднего квадратического отклонения, равной 0,000029 и высокой точностью формулы, в которой $d = 0,000$ %, что позволяет считать подтвержденной гипотезу о функциональной связи и линейной зависимости изменения коэффициента теплопроводности соломенных матов от изменения их влажности.

Установлен тип взаимосвязи и построены математические модели, описывающие взаимозависимости изменения теплопроводности представителей двух групп теплоизоляционных материалов под воздействием изменяющейся величины влажности материала, что позволяет обеспечить снижение энергоемкости строительных процессов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Исаченко В.И., Осипова В.А., Сукомел А.С.: Теплопередача. Изд. Энергия, Москва, 1975 г.
2. Tye R. P.: Aging of cellular plastics - a comprehensive bibliography. "Jornal of Thermal Insulation", 1988 nr 11, 196-222.
3. Bobko F.A. :Optimalizacja potencjału energetycznego teżenia mieszanki w aspekcie zapewnienia wymaganej mrozoodporności betonu i elementów konstrukcyjnych. Wzniki badan. Podstawy modelowania i prognozowania. Monografia NR 47; ISBN 83-85031-95-2; ISSN 0860-5017./Politechnika Czestochowska (RP).- Czestochowa, 1997.s.243.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ДВУХФАКТОРНОЙ ВЗАИМОСВЯЗИ ИЗМЕНЕНИЯ ВЕЛИЧИНЫ КОЭФФИЦИЕНТА ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ МАТЕРИАЛА ТЕПЛООВОГО ОГРАЖДЕНИЯ

Определение формы взаимосвязи изменения коэффициента теплопроводности минеральной ваты и пенопласта при одновременном изменении их объемной массы и температуры изделия основано на доступных методах регрессионного анализа.

Рассмотрены многочисленные варианты теплоизоляционных конструктивных элементов теплозащитного ограждения монолитных бетонных конструкций, применяемые в условиях пониженных температур второй температурно климатической зоны [1], среди которых, мягкие, полужесткие и жесткие минераловатные плиты и плиты из пенопласта.

С целью определения пригодности их к использованию осуществлялся контроль стандартными методами [2, 3] длины, ширины и притупленности углов испытуемого образца, которые измерялись металлической линейкой с точностью до 1 мм в трех местах на расстоянии 50 мм от каждого края и обязательно посередине изделия; контроль прямоугольности плит — с помощью угольника-шаблона, а так же их толщины, для чего использовался ручной толщиномер.

Для наиболее точного измерения толщины образца испытываемой минераловатной плиты с помощью толщиномера изделие прокалывали в шести местах на расстоянии 10 мм от каждого края и в двух местах посередине изделия. При испытании образца была применена следующая методика: из определенной партии плит отбирали три, каждая из которых взвешивалась отдельно с точностью до 10 г, измерялись длина и толщина с точностью до 1 мм.

Объемная масса теплозащитного элемента ограждения в состоянии естественной влажности, оказывающая большое влияние на коэффициент его теплопередачи, определялась по следующей формуле:

$$\rho_0 = \frac{m}{V(1 + 0,01w)}, \quad (1)$$

где: m — масса изделия, кг;

V — объем изделия, м³;

w — влажность изделия, %.

Объемную массу партии плит вычислялась как среднее арифметическое результатов трех измерений и взвешиваний.

Величину коэффициента теплопроводности определяли методом регулярного режима.

С целью определения влажности материала теплозащитного элемента ограждения из минераловатной плиты использовано трубчатое сверло диаметром 10 мм. В соответствии с ГОСТ 4640-76 выполнялось не менее 12 проб из разных мест исследуемой плиты, которые помещались в два прокаленные и взвешенные фарфоровые или корундовые тигли, предварительно измельчив и тщательно перемешав. Пробу материала предварительно высушивали при 105..110°C до постоянной массы и взвешивали с точностью до 0,01 г, причем масса навески в каждом случае была не менее 20 г.

Показатель влажности материала теплозащитного элемента ограждения из минераловатной плиты по массе (%) определялся как среднее арифметическое результатов двух измерений по формуле

$$w = \frac{m_1 - m}{m} \cdot 100, \quad (2)$$

где: m_1 – масса образца влажного материала, г;
 m – масса сухого материала, г.

Для определения влажности материалов применялись так же электрофизические методы, основанные на ослаблении бета- и гамма-излучений, взаимодействии нейтронного потока и исследуемого материала, отражении инфракрасных или видимых лучей, измерении диэлектрических характеристик и т.д. Нейтронный метод определения влажности основан на том, что самым эффективным замедлителем нейтронных частиц являются ядра наиболее легких элементов, в частности водорода. При облучении влажных материалов быстрыми нейтронами количество образующихся медленных нейтронов в основном определяется количеством атомов водорода в материале. Чем больше содержание влаги в материале, тем больше регистрируется медленных нейтронов.

Источником нейтронов обычно являются смеси радиоактивного элемента полония или радия с бериллием. В этой смеси происходит ядерная реакция с образованием углерода и нейтронов.

Приборы для определения влажности нейтронным способом состоят из датчика, детектора для обнаружения медленных нейтронов и электронного устройства для подсчета и автоматической записи количества медленных нейтронов, попадающих в детектор за 1 с. Датчик обычно помещен в портативный зонд. В конце зонда расположен источник быстрых нейтронов интенсивностью $5 \times 10^4 \dots 10^5$ нейтр/с. В датчике установлен свинцовый экран, а за ним гамма-счетчик, заключенный в серебряную фольгу. Медленные нейтроны, образовавшиеся при взаимодействии быстрых нейтронов с водородом воды, ударяясь о фольгу, вызывают ядерную реакцию, в результате которой образуется поток бета-частиц. Интенсивность потока бета-частиц, которая обычно пропорциональна влажности материала, регистрируется счетчиком. Измерение влажности нейтронным влагомером длится 20..40 с, т.е. значительно меньше, чем определение влажности традиционным методом. Расхождение между показаниями влагомеров и обычным способом определения влажности не достигают $\pm 0,5\%$ при влажности материала от 2 до 12%. Влагомерами можно определять количество воды в любом материале – твердом, жидком и парообразном.

Результаты исследований выполнены при использовании рототабельного планирования эксперимента.

Таблица 1.

Кодирование и пределы изменения влияющих факторов $\lambda = F(\gamma, t_6)$

№ п/п	Факторы	Пределы изменения					Интервал варьирования
		-1,414	-1	0	+1	+1,414	
1	Объемный вес минваты, кг/м ³ [x ₁]	32	56	116	176	200	60
2	Температура минваты, γ [x ₂]	-20	60	160	260	300	100

Таблица 2.

Планирование и реализация исследований, описывающих взаимосвязи $\lambda = F(\gamma, t_6)$

№ п/п	Матрицы				Результаты исследований	
	планирования		рабочая		λ	
	X_1	X_2	$\gamma, \text{кг/м}^3$	$t_6, \text{°C}$	$y_1, \text{Вт/(м}^{\circ}\text{C)}$	$y_2, \text{Вт/(м}^{\circ}\text{C)}$
1	+	+	176	260	0,0554	0,0554
2	-	+	56	260	0,0804	0,0804
3	+	-	176	60	0,0376	0,0376
4	-	-	56	60	0,0396	0,0396
5	-1,414	0	32	160	0,0633	0,0633
6	+1,414	0	200	160	0,0442	0,0442
7	0	-1,414	116	-20	0,0321	0,0321
8	0	+1,414	116	300	0,0735	0,0735
9	0	0	116	160	0,0492	0,0492
10	0	0	116	160	0,0492	0,0492
11	0	0	116	160	0,0492	0,0492
12	0	0	116	160	0,0492	0,0492
13	0	0	116	160	0,0492	0,0492

Для построения математической модели взаимосвязи $\lambda = F(\gamma, t_6)$, описывающей зависимость изменения величины коэффициента теплопроводности, находящегося в пределах $0,029 \leq \lambda \leq 0,088 \text{ Вт/(м}^{\circ}\text{C)}$, от одновременного влияния величины объемной массы и температуры утеплителя, наиболее предпочтительным является полином второй степени

$$y_{po} = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_{12} X_1 X_2 + b_{11} X_1^2 + b_{22} X_2^2, \text{ где: } X_1 \leftrightarrow \gamma \text{ кг/м}^3; X_2 \leftrightarrow t_6, \text{°C.}$$

Получена адекватная математическая модель вида

$$\lambda = 0,03419 - 0,000107\gamma + 0,0002 t_6 - 0,000001\gamma t_6 + 0,0000001\gamma^2 + 0,00000004 t_6^2 \quad (3)$$

Адекватность и предпочтение представленной модели характеризуется следующими показателями: величиной критерия Фишера $F = 6,671$, коэффициентом корреляции $R = 0,997982$, величиной остаточного среднего квадратичного отклонения $S_{ocm} = 0,001$, точностью расчетов $d = 0,403$. Показатели гладкости функции: нулевая величина минимальной кривизны, величина средней кривизны составила $0,004097$. Показатели полной кривизны по Гауссу в отдельной точке: минимальная величина равна нулю, средняя величина $-0,003556$, что является подтверждением предположения о нелинейности характера взаимосвязи между величиной коэффициента теплопроводности и изменяющейся температурой. Высокая точность построенной модели подтверждается результатами анализа ошибок измерений, расчетом однородности дисперсии. Дисперсия одного измерения $max s^2 = 0,000002$; средняя квадратичная ошибка одного измерения $0,001414$; коэффициент Кохрена $q_0 = 0,18$ при допустимой величине, равной $0,68$; дисперсия эксперимента $z^2 y = 0,000001$; средняя квадратичная ошибка эксперимента $z_0 = 0,001$; степень свободы меньшей дисперсии $f_1 = 4$, большей дисперсии $- f_2 = 3$.

Предел изменения величины коэффициента теплопроводности в изменяющихся температурных условиях использования минеральной ваты с различной объемной массой составляет $0,0396 \leq \lambda \leq 0,0804$ или в 2,3 раза.

Определение формы двухфакторной взаимосвязи изменения коэффициента теплопроводности пенопласта при одновременном изменении его влажности и температуры изделия основано на доступных методах регрессионного анализа.

Как и в предыдущем параграфе, результаты исследований выполнены при использовании рототабельного планирования эксперимента. В этом случае дисперсия одного измерения $\text{max} s^2 = 0,00000032$; средняя квадратичная ошибка одного измерения $0,000566$; коэффициент Кохрена $q_0 = 0,213$ при допустимой величине, равной $0,68$; дисперсия эксперимента $z^2 y = 0,00000016$; средняя квадратичная ошибка эксперимента $z_0 = 0,0004$; степень свободы меньшей дисперсии $f_1 = 4$; большей дисперсии $- f_2 = 3$.

Таблица 3.

Кодирование и пределы изменения влияющих факторов $\lambda = F(w, t_6)$

№ п/п	Факторы	Пределы изменения					Интервал варьирования
		-1,414	-1	0	+1	+1,414	
1	Влажность пенопласта, % [x_1]	0,9	5	15	25	29,1	10
2	Температура пенопласта, γ [x_2]	-47	-30	10	50	67	40

Таблица 4.

Планирование и реализация исследований, описывающих взаимосвязи $\lambda = F(w, t_6)$

№ п/п	Матрицы				Результаты исследований	
	планирования		рабочая		λ	
	x_1	x_2	γ , кг/м ³	t_6 , °C	y_1 , Вт/(м°C)	y_2 , Вт/(м°C)
1	+	+	25	50	0,0741	0,0743
2	-	+	5	-30	0,0356	0,0360
3	+	-	25	-30	0,0654	0,0656
4	-	-	5	-30	0,0443	0,0447
5	-1,414	0	0,9	10	0,0405	0,0403
6	+1,414	0	29,1	10	0,0820	0,0828
7	0	-1,414	15	-47	0,0488	0,0482
8	0	+1,414	15	-67	0,0481	0,0487
9	0	0	15	10	0,0485	0,0487
10	0	0	15	10	0,0488	0,0489
11	0	0	15	10	0,0488	0,0482
12	0	0	15	10	0,0484	0,0487
13	0	0	15	10	0,0483	0,0489

При построении математической модели взаимосвязи $\lambda = F(w, t_6)$, описывающей зависимость изменения величины коэффициента теплопроводности, находящегося в пределах $0,035 \leq \lambda \leq 0,088$ Вт/(м°C), от одновременного влияния величины влажности и температуры утеплителя наиболее предпочтительным оказался полином второй степени

$$y_{po} = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_{12} x_1 x_2 + b_{11} x_1^2 + b_{22} x_2^2, \text{ где: } x_1 \leftrightarrow w \%; x_2 \leftrightarrow t_6, \text{ } ^\circ\text{C}$$

Получена адекватная математическая модель вида

$$\lambda = 0,042292 - 0,000537w + 0,000163 t_6 - 0,000011 w t_6 + 0,000064 w^2 \quad (4)$$

Адекватность и предпочтительность представленной модели характеризуется следующими показателями: величиной критерия Фишера $F = 5,2951$, коэффициента корреляции $R = 0,999972$, величиной остаточного среднего квадратичного отклонения $S_{ост} = 0,00009$, точностью расчетов $d = 0,006$. Показатели гладкости функции: нулевая величина минимальной кривизны, величина средней кривизны составила

0,006375. Показатели полной кривизны по Гауссу в отдельной точке: минимальная величина равна – 0,000019, средняя величина – 0,000019, что является подтверждением гипотезы о нелинейности характера взаимосвязи между величиной коэффициента теплопроводности и изменяющейся температурой.

Получены адекватные математические модели, описывающие взаимосвязи изменения величины коэффициента теплопередачи материала утеплителя при одновременном воздействии: изменяющейся температуры и объемной массы (для минеральной ваты) изменяющейся температуры и влажности (для пенопласта), что позволяет экономить до 40% используемой энергии на технологические потребности возведения зданий из монолитного бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Bobko F.A. :Optimalizacja potencjału energetycznego teżenia mieszanki w aspekcie za pewnienia wymaganej mrozoodporności betonu i elementów konstrukcyjnych. Wzniki badan. Podstawy modelowania i prognozowania. Monografia NR 47; ISBN 83-85031-95-2; ISSN 0860-5017./Politechnika Czestochowska (RP). - Czestochowa, 1997.s.243.
2. ГОСТ 17177-71. Термоизоляционные материалы.
3. PN-89/B-04620 Materiały i wyroby termoizolacyjne. Terminologia i klasyfikacja.

УДК 693.5/547.3

Бобко Ф.А.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

Теоретические основы энергосберегающих строительных технологий разработаны и представлены небольшим, с сожалением для строительной науки и практики, количеством трудов[1, 2, 3] и, что еще хуже, это факт отсутствия в стране направления, обеспечивающего пути исследования и эффективного использования *энергетического потенциала технологических процессов*, реализуемых как силами механического при укладке(монтаже) встраиваемых материалов(изделий) в конструкцию здания(сооружения), так и силами теплофизического взаимодействия.

Еще в начале 80-х годов автором статьи был разработан и прочитан курс лекций, по этой проблеме, предусмотренный в спецкурсе для студентов Брестского инженерно-строительного института, специальности СХС «Проблемы и перспективы сельскохозяйственного строительства». В настоящее время, начиная с 1992 года, в специальном курсе «Теоретические основы энергосберегающих строительных технологий», изучаемом студентами Политехнической Ченстоховской (РП), направления и методы анализа технологических процессов строительного производства при помощи энергетических показателей расширены (Схема 1).

Технология строительных процессов, осуществляемых в соответствии с закономерностями преобразования механической энергии при производстве строительномонтажных работ, основывается на положениях закона сохранения механической энергии. В инерционной системе отсчета, что представлено в начальном курсе элементарной механики, (системе в которой справедлив закон инерции, материальная точка, на которую не действуют никакие силы, находится в состоянии покоя или равномерного прямолинейного движения) механическая энергия замкнутой системы, в которой нет диссипативных сил, остается постоянной в процессе движения. Так ра-

бота силы равняется произведению величины этой силы и длины линейного отрезка перемещения и может быть определена в широком диапазоне строительных процессв. И тогда, когда направление силы F (N) не совпадает с направлением движения s (м) величина работы, (Дж)

$$A = F \cdot s \cdot \cos \alpha, \text{ Дж} \quad (1)$$

где α – угол между векторами F и s .

Работа – величина алгебраическая положительна при $\cos \alpha > 0$, и отрицательна при $\cos \alpha < 0$.

В случае вращательного движения и постоянной величины момента силы M при величине угла вращения φ работа силы

$$A_B = M \cdot \varphi \quad (2)$$

Мощностью (N) называется работа за единицу времени

$$N = A/t = f \cdot v \cdot \cos \alpha \quad (3)$$

где v – скорость, с которой была выполнена работа, Дж/с.

Мощность вращающегося тела определяется

$$N_B = M \cdot \omega \quad (4)$$

где ω – величина угловой скорости, рад/с.

Область пространства, в котором обнаруживается действие сил, изменяющееся по определенному закону, называется полем сил. В случаях, когда работа сил, обеспечивающая перемещение тела между двумя точками не зависит от формы пути, а зависит лишь от места положения этих точек поле называют *потенциальным*, а силы считаются консервативными (сила тяжести, силы взаимодействия точечных зарядов). Силы трения и сопротивления не являются консервативными и называются диссипативными. Суммарная их работа всегда отрицательна.

При передвижении в потенциальном поле микрочастицы от установленной точки B_i в точку O , выполняется работа, которая зависит только от радиусов-векторов r_i в точке B_i . Функция $U(r)$, зависящая только от r и описывающая работу перемещения микрочастицы в потенциальном поле, называется потенциальной энергией этой частицы в данном потенциальном поле и определяется в целых единицах. Работа сил в потенциальном поле равняется величине разности потенциальной энергии в начальной и конечной точках потенциального поля, определяющих положение тела (частицы).

Величина потенциальной энергии тела в гравитационном земном поле может быть описана формулой (5), вполне применимой для расчета величины энергетического потенциала стротелиного процесса, выполняемого при помощи механических сил:

$$E_p = -\gamma \frac{M \cdot m}{R} \quad (5)$$

где: $\gamma = 6,672 \cdot 10^{-11}$ (N m²/kg²) – гравитационная постоянная;

$M = 5,976 \cdot 10^{24}$ kg – масса Земли;

m – масса тела, Н;

R – расстояние между центром тяжести Земли и центром тяжкости тела, м. Радиусы Земли: средний – 6371,032 км; экваториальный – 6378,16 км; полярный – 6356,777 км.

В физике считается, что потенциальная энергия сил притяжения отрицательна (см. формулу 5), сил отталкивания – положительна. При удалении тела от поверхности Земли на небольшие расстояния поле земного притяжения можно считать одно-

родным (ускорение свободного падения постоянно по величине и направлению). В однородном поле, т.е. в условиях строительства, величина потенциальной энергии

$$E_p = m \cdot g \cdot h \quad (6)$$

где: m – масса тела, кг;
 $g = 9,8 \text{ м/с}^2$ – ускорение силы тяжести в однородном поле;
 h – высота тела, принимаемая от поверхности земли, на которой величина потенциальной энергии принимается равной нулю, (м);
 или

$$E_p = m \cdot g \cdot h \cdot R \cdot (R + h) \quad (7)$$

Другим видом механической энергии, характеризующим величину энергетического потенциала строительного процесса и подлежащем учету и в процессе строительства, является *кинетическая энергия*. Кинетическая энергия – это физическая величина, определяющая величину работы силы, необходимой для торможения движущегося тела.

Кинетическая энергия является количественной мерой механического движения.

В случаях предусматривающих малые скорости (v), при $v/c = \beta$ ($c = 2,99792 \cdot 10^8$ м/с – скорость света в вакууме) значительно меньшем от единицы, кинетическая энергия

$$E_k = m_0 \cdot v^2 / 2 \quad (8)$$

где: m_0 – масса покоя тела. При больших значениях скоростей, когда величина β приближается к единице, кинетическая энергия

$$E_k = m_0 \cdot c^2 \left(\frac{1}{\sqrt{1 - \beta^2}} - 1 \right) \quad (9)$$

Численное значение величины кинетической энергии каждого вида перемещаемого материала, полфабриката, изделия, элемента строительной конструкции и, наконец, построенного здания или сооружения, определяется в соответствии с формулой

$$E_k = m \cdot v^2 / 2 \quad (10)$$

где m – масса перемещаемого тела, кг; v – скорость передвижения тела, м/с.

Величина кинетической энергии вращающегося тела, примеров в строительстве не мало,

$$E_k = I \cdot \omega^2 / 2 \quad (11)$$

где: I – момент инерции, м^4 ;
 ω – угловая скорость, рад/с.

Полной механической энергией системы называют сумму потенциальных и кинетических энергий всех тел и частиц, входящих в рассматриваемую систему. Изменение величины механической энергии рассматриваемой системы равняется алгебраической сумме работ внешних сил и всех внутренних диссипативных сил

$$E_2 - E_1 = A + A_D \quad (12)$$

где: E_2 – конечное значение величины энергии рассматриваемой системы, Дж;
 E_1 – начальная величина энергии рассматриваемой системы, Дж;
 A – количество работы внешних сил системы, Дж;
 A_D – суммарное количество работы всех внутренних диссипативных сил рассматриваемой системы (величина всегда отрицательная), Дж.

Под общим понятием **энергия** имеется в виду *интегральная количественная величина различных видов энергии (не только механической)*. Закон сохранения энергии является фундаментальным законом природы для всех видов энергии: механической, внутренней, ядерной. Энергия не создается и не уничтожается, она может переходить из одной формы в другую, возможен обмен энергией между различ-

ными частями матери. Технологические процессы следует рассматривать как динамические системы преобразования различных видов энергии. Внутренняя энергия тела (системы тел) есть суммой кинетической энергии хаотического движения частиц, потенциальной энергии их взаимодействия и внутриядерной энергии.

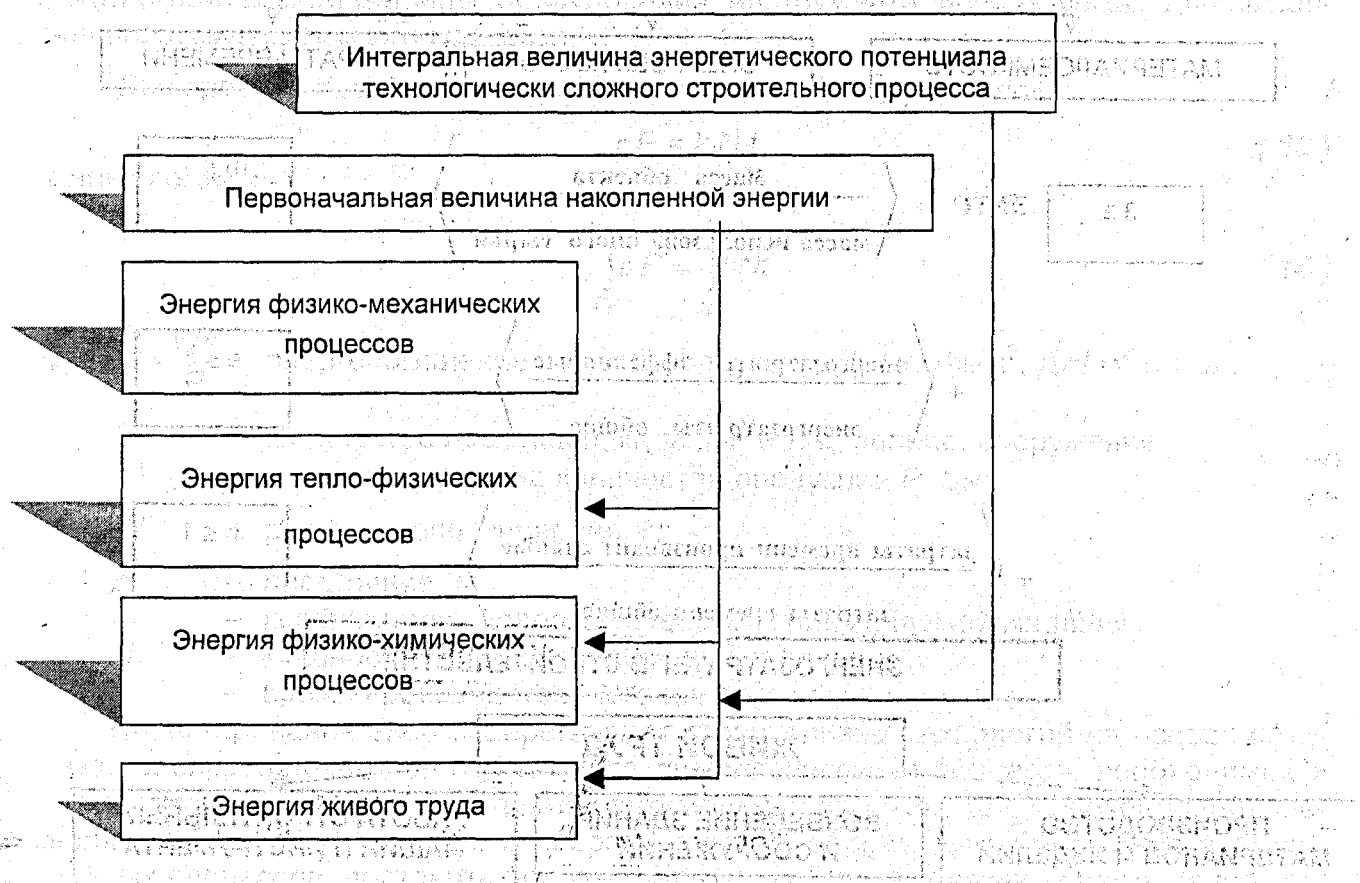


Схема 1: Источники формирования заданной величины интегрального энергетического потенциала технологических процессов

Передача энергий от одного тела другому при производстве строительных процессов возможна тремя способами: первый способ – при помощи механического взаимодействия тел в процессе производства, когда работу выполняют механические силы (транспортные процессы, укладка строительных материалов в элементы строительных конструкций, монтаж изделий и строительных конструкций) или электромагнитные силы; второй способ – при помощи теплового воздействия тогда, когда энергия передается при помощи хаотического движения молекул: теплопроводности, конвекции, теплового излучения (процессы выдерживания бетона при пониженных температурах наружного воздуха, процессы твердения раствора и бетона в каменной кладке в нормальных условиях, твердения раствора при выполнении стяжек, штукатурки и др.); третий способ – смешанный: механическое и тепловое взаимодействие тел, наиболее часто встречающийся в строительном производстве при выполнении сложных строительных процессов (монтаж железобетонных конструкций с заделкой стыков, выполнение всех видов так называемых «мокрых процессов»). Формирование энергоемкости строительных технологий представлено на схеме 2. Количество энергии, передаваемое в результате теплового взаимодействия между мате-

ФАКТОРЫ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА (ЭХТС)

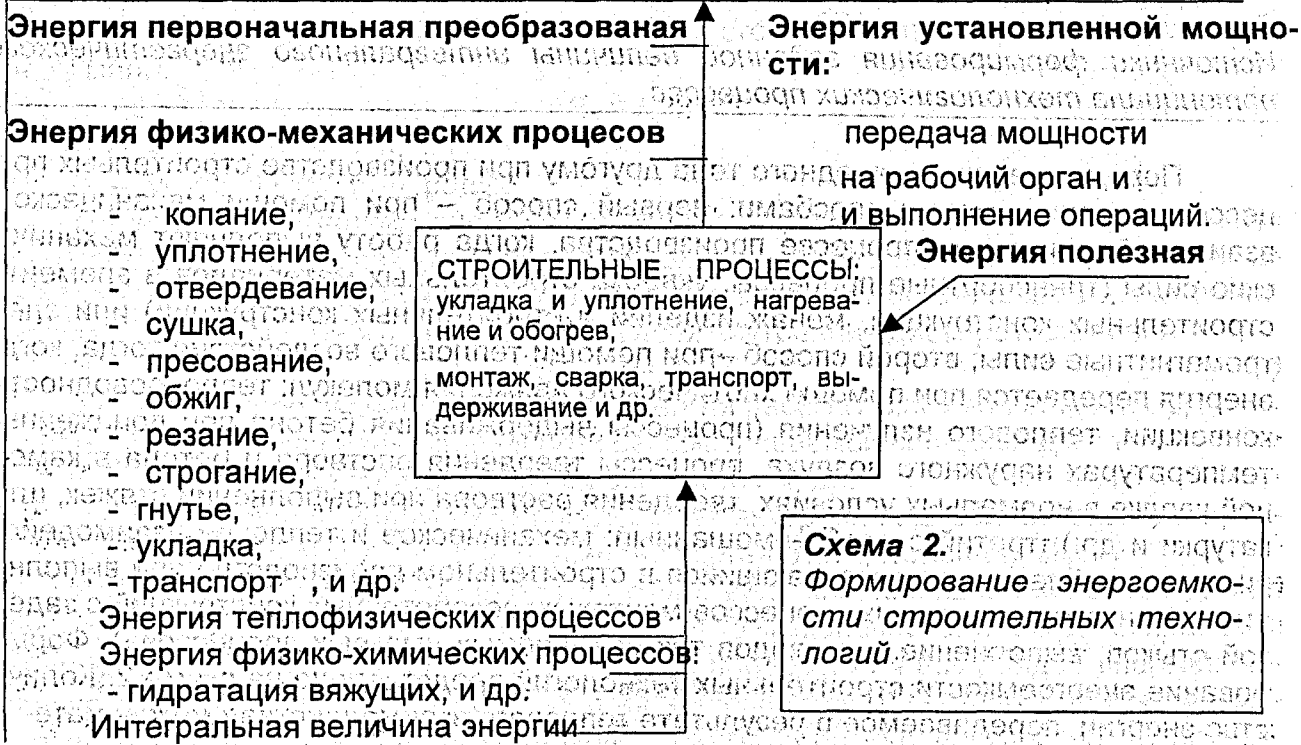
МАТЕРИАЛОЕМКОСТЬ **ЭНЕРГОЕМКОСТЬ** **ЗАТРАТЫ ВРЕМЕНИ**

$$\begin{aligned}
 \text{ЭХТС} &= \left(\frac{\text{масса объекта}}{\text{масса использованного сырья}} \right) + \left(\frac{\text{энергозатраты эффективные}}{\text{энергозатраты общие}} \right) + \left(\frac{\text{затраты времени производительные}}{\text{затраты времени общие}} \right) \\
 &\geq 3 \qquad \qquad \qquad m \leq 1 \\
 &\qquad \qquad \qquad e \leq 1 \\
 &\qquad \qquad \qquad h \leq 1
 \end{aligned}$$

ЭНЕРГОЗАТРАТЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ЖИВОЙ ТРУД

ПРОИЗВОДСТВО МАТЕРИАЛОВ И ИЗДЕЛИЙ **ВОЗВЕДЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ** **РАБОТА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН И ИНСТРУМЕНТА**



риалами и конструктивными элементами в процессе строительства называют количеством тепла и измеряют в джоулях.

Основы энергетической оценки строительных процессов, реализуемых при помощи механических сил базируются на гипотезе равенства величины энергопотребления физической единицы строительной продукции величине полезной мощности строительной машины, оборудования, инструмента, используемых для выполнения рассматриваемого процесса.

Для простых процессов это равенство выражается формулой

$$\varepsilon \cdot P = k \cdot N \cdot t \quad (13)$$

а для сложных

$$\int \varepsilon \cdot P = \int k \cdot N \cdot t \quad (14)$$

где: $\varepsilon = \frac{Ws}{P}$ — энергопоглощение единицы продукции, Дж/кг, Дж/м³, Дж/м² и т. д.;

P — количество продукции, кг, м³, м² и т. д., здание, сооружение;

$\varepsilon \cdot P$ — энергопоглощение количества продукции P , Дж;

W — реакция сопротивления, N — сила трения, сопротивление;

s — расстояние, м, от источника тепла до объекта, м, от источника тепла до объекта;

k — коэффициент полезного действия применяемой машины, оборудования;

N — мощность двигателя машины, Вт;

t — время производственного цикла, сек.

Проектирование энергосберегающих строительных технологий на основе оптимизации энергетического потенциала технологического процесса, необходимой и достаточной и, вместе с тем, близкой к оптимальной величине энергопотребления, позволяет в два-три раза снизить энергозатраты в абсолютном большинстве строительных процессов, поставить под контроль науки процесс совершенствования технического уровня строительного машиностроения, с инженерной точки зрения оценить эффективность строительного производства и не всегда верить экономическим оценкам, учитывая условность цены строительной продукции, гипертрофированной гиперинфляцией и не только у нас, но и во всем мире там, где с инфляцией справиться не могут.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ярошев Д. М.: «Проблемы комплексной механизации и энергетический метод». М. 1964.
2. Ярошев Д. М., Базарбаев Н.: «Энергетика технологических процессов в строительном производстве». Ташкент. 1980.
3. Bobko T. F., Optymalizacja potencjału energetycznego tężenia mieszanki w aspekcie zapewnienia wymaganej mrozoodporności betonów i elementów konstrukcyjnych. Wyniki badań. Podstawy modelowania i prognozowania. Monografia 47. Politechnika Częstochowska. Częstochowa, 1997.

ВЛИЯНИЕ ТОНКОДИСПЕРСНЫХ МИНЕРАЛЬНЫХ ДОБАВОК НА ВОДОСТОЙКОСТЬ АРБОЛИТА

Как известно, водостойкость материала – это способность его не разрушаться и не уменьшать в значительной степени свои прочностные показатели под влиянием длительного насыщения водой. Обычно насыщение материала водой и связанное с этим ослабление сцепления между частицами влекут за собой понижение прочности материала. Водостойкость характеризуется коэффициентом размягчения, который представляет собой отношение предела прочности при сжатии материала, насыщенного водой, к пределу прочности при сжатии материала в сухом состоянии:

$$K_{\text{разм}} = \frac{R_{\text{сж}}^{\text{в/н}}}{R_{\text{сж}}^{\text{сух}}} \quad (1)$$

Материалы с $K_{\text{разм}} \geq 0,8$ относят к водостойким, а материалы с $K_{\text{разм}} < 0,8$ считаются неводостойкими. Однако иногда материалы такие, как растворы и бетоны, в состав которых входят постепенно упрочняющиеся вяжущие, могут иметь $K_{\text{разм}}$ больше единицы. Это происходит вследствие того, что вода, вступая в химическое соединение с цементом, вызывает образование дополнительных порций геля и уплотняет образовавшийся цементный камень и изделие в целом. В табл. 1 приведены значения $K_{\text{разм}}$ для легких бетонов различного состава [1].

Таблица 1.

Значения $K_{\text{разм}}$ для некоторых видов и составов легкого бетона

Вид легкого бетона	$\rho_{\text{бет}}, \text{кг/м}^3$	$R_{\text{сж}}^{\text{в/н}}, \text{МПа}$	$R_{\text{сж}}^{\text{сух}}, \text{МПа}$	$K_{\text{разм}}$
Керамзитобетон	985	4,92	3,5	0,71
	1208	10,61	9,25	0,87
Пенозолобетон	630	5,5	3,1	0,56
	650	7,4	5,1	0,69

Как видно из табл. 1, $K_{\text{разм}}$ легких бетонов увеличивается с увеличением их плотности.

Водостойкость же обычного цементного арболита характеризуется коэффициентом размягчения, доходящим в некоторых случаях до 0,5 при максимальном водонасыщении [2]. В среднем же для арболита этот показатель составляет 0,7–0,8. Уменьшение прочности арболита особенно заметно при влажности его выше 20 %, а величина этого уменьшения в зависимости от влажности может достигать до 50 %, в связи с чем его следует защищать от увлажнения.

В значительной степени водостойкость арболита зависит от вида и характеристик используемых заполнителей и наполнителей, в связи с чем были проведены исследования по изучению влияния тонкодисперсных минеральных добавок на эту характеристику. При проведении экспериментов исследовали их влияние на влажность, водопоглощение, среднюю плотность, прочность при сжатии и коэффициент размягчения данного стенового материала.

Исследования выполняли на ранее апробированном составе арболита на песке с расходом цемента марки 500, равном 360 кг/м^3 , обеспечивающем прочность при сжатии в возрасте 28 сут. $2,0 \div 2,5 \text{ МПа}$ и среднюю плотность в сухом состоянии 700

кг/м³. На базе этого состава были подобраны составы арболита с двумя видами тонкодисперсных добавок — вторичным продуктом АБЗ — тонкодисперсной минеральной добавкой ТМПГ по ТУ РБ 02071903.252-2000 с $\rho_{уст} = 2,615 \text{ г/см}^3$, $\rho_{о.нас.} = 760 \text{ кг/м}^3$ и тонкостью помола (ост. на сите 008) — 1,5 % и утяжелителем доломитовым ОАО «Доломит» по ТУ РБ 00294585.003-97 с $\rho_{уст} = 2,72 \text{ г/см}^3$, $\rho_{о.нас.} = 1100 \text{ кг/м}^3$ и тонкостью помола (ост. на сите 008) — 3 %. В качестве вяжущего был использован волоковский портландцемент с активностью 450 кг/см², в качестве древесных заполнителей применяли стружку и опилки смешанных пород. Для минерализации древесных заполнителей использовали полиметаллический водный концентрат ПВК (СТБ 113-98), являющийся одновременно и ускорителем твердения.

Оценку влияния вида минерального заполнителя на исследуемые свойства осуществляли на трех сериях (составах) арболита (табл. 2).

Таблица 2. Составы арболита, использованные в экспериментах

Вид минерального заполнителя	Расход материалов на 1 м ³							
	Цемент, кг	Древесные заполнители*)		Минеральные заполнители			ПВК, кг	Вода, л
		Опилки, л/кг	Стружка, л(кг)	Песок, кг	Ут. дол., кг	ТМПГ, кг		
Песок	360	800/112	860/60	150	—	—	56	375
Ут. дол.	320	800/112	860/60	—	150	—	56	375
ТМПГ	320	800/112	860/60	—	—	150	56	375

*) Объем — в насыпном состоянии.

Во всех составах было принято одинаковое содержание древесных заполнителей (опилок и стружки) и одинаковое соотношение между ними.

В составе первой серии в качестве минерального заполнителя использовали песок, в составах второй и третьей серий — утяжелитель доломитовый и тонкодисперсный минеральный продукт газоочистки (ТМПГ), содержание песка и обоих видов микрозаполнителей составляло 150 кг. Расход вяжущего в арболите на песке составлял 360 кг, в составах на добавках Ут. дол. и ТМПГ — 320 кг на 1 м³.

Для проведения исследований из арболитовой смеси каждой серии формовали контрольные образцы-кубы с ребром 10 см. После распалубки они хранились в течение 28 суток в воздушных естественных условиях при температуре 18..20 °С и влажности воздуха в помещении 65..70 %. По истечении 28 сут. часть образцов каждой серии взвешивали, определяли среднюю плотность в состоянии естественной влажности, после чего их испытывали и определяли прочность на сжатие в состоянии естественной влажности.

Остальные образцы высушивали до постоянной массы, определяли их влажность и плотность в сухом состоянии, после чего половину этих образцов испытывали на сжатие и определяли прочность при сжатии арболита в сухом состоянии. Вторую половину образцов подвергали водонасыщению в течение 48 часов, определяли водопоглощение и среднюю плотность водонасыщенного арболита, после чего образцы испытывали на сжатие и по величинам прочности при сжатии сухого и водонасыщенного арболита рассчитывали значения коэффициента размягчения арболита исследуемых составов.

Результаты экспериментов, представленные в табл. 3, иллюстрируют влияние тонкодисперсных минеральных добавок на исследуемые характеристики арболита.

Из приведенных данных видно, что вид используемого минерального заполнителя практически не сказался на влажности арболита в возрасте 28 сут.: ее величины

составляли 15,2; 15,4 и 14,98 % для арболита на песке, Ут. дол. и ТМПГ, соответственно. При использовании тонкодисперсных добавок наблюдается некоторое увеличение средней плотности арболита: для арболита на Ут. дол. оно составило 1,6 % в сухом состоянии и около 3 % – в состоянии естественной влажности, для арболита на ТМПГ – на 5,9 и 6,5 %, соответственно. Эксперименты показали также, что при использовании вместо песка вышеупомянутых микронаполнителей обеспечивается снижение водопоглощения арболита. Из приведенных данных видно, что величина водопоглощения после 48 часов водонасыщения для арболита на Ут. дол. была на 3,7 %, а для арболита на ТМПГ – на 10,8 % ниже по сравнению с арболитом на песке.

Оценку водостойкости арболита (коэффициента его размягчения), как было указано выше, осуществляют по величине снижения прочности при сжатии в состоянии его максимального водонасыщения. Вместе с тем, при наличии надлежащей защиты арболита от воздействия атмосферной влаги, его эксплуатационная влажность обычно значительно (в 4..5 раз) ниже. В этой связи, наряду с оценкой снижения прочности арболита при максимальной влажности и его коэффициента размягчения, представляет практический интерес величина прочности при сжатии в состоянии естественной влажности, а также ее соотношения с прочностью высушенного арболита.

Как видно из данных табл. 3, арболит на исследуемых минеральных добавках при всех вышеупомянутых значениях влажности характеризуется более высокими значениями прочности по сравнению с арболитом на песке, несмотря на то, что арболит на песке содержал на 40 кг/м³ больше цемента. В частности, это превышение составило для арболита на Ут. дол. в высушенном состоянии – в 1,28 раза, при естественной влажности – в 1,33 раза, при полном водонасыщении – в 1,13 раза. Для арболита на ТМПГ это превышение составило, соответственно, в 1,44; 1,48 и 1,33 раза.

Сравнение значений коэффициента размягчения арболита исследуемых составов показывает, что его значения для арболита с микронаполнителями Ут. дол. и ТМПГ несколько ниже по сравнению с арболитом на песке:

для арболита с Ут. дол. – на 11,6 %, для арболита на ТМПГ – на 7,7 %. Исходя из простого сравнения численных значений *Кразм.* следовало бы сделать вывод о меньшей водостойкости арболита с минеральными добавками. Вместе с тем, анализируя приведенные в табл. значения прочности при сжатии, можно отметить, что меньшие значения коэффициента размягчения для арболита с минеральными добавками Ут. дол. и ТМПГ по сравнению с арболитом на песке, обусловлены, главным образом, не столько снижением прочности в состоянии максимального водонасыщения, сколько более высокими значениями прочности арболита с минеральными добавками в высушенном состоянии. Если же сравнить значения отношения прочности арболита при естественной влажности к его прочности в высушенном состоянии, то можно отметить, что для арболита с минеральными добавками эта характеристика выше, чем для арболита на песке. Другими словами, при обеспечении надлежащей защиты от внешнего атмосферного воздействия влаги и сохранении влажности в пределах 14..16 % арболит с исследуемыми добавками обладает лучшими эксплуатационными свойствами по сравнению с арболитом на песке.

Обобщая вышеизложенное, можно сделать вывод о целесообразности применения исследуемых минеральных добавок в арболите. Некоторое снижение численного значения *Кразм.* в условиях максимального водонасыщения компенсируется значительным увеличением прочности при сжатии арболита с данными добавками по сравнению с арболитом на песке, несмотря на меньший расход цемента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бурлаков Г.С. Технология изделий из легкого бетона. - М.: «Высшая школа», 1986, с. 79-80.
2. Бужевич Г.А. Арболит. - М.: Изд-во литер, по стр-ву, 1968, С. 49.

УДК 666.972.16

Брутханс Зденко, Земанек Эрик

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ДОБАВОК В РАЗНЫХ ТЕХНОЛОГИЯХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ БЕТОНА

В последние пять лет произошло в нашем строительстве необыкновенный размах использования изделий строительной химии на практике бетонирования. Он затронул все до тех пор применяемые технологии изготовления бетона и позволил развитие новых технологий, которые без применения добавок невозможно реализовать. Наиболее широко применяемыми добавками являются добавки, снижающие потребление воды, которые позволяют целенаправленно влиять на следующие свойства бетона: прочность, водонепроницаемость, долговечность, способность к обработке и потребление цемента. Они не вступают в химические реакции с цементом, их действие является физико-механическим, оно состоит в снижении количества воды затворения при сохранении требуемой подвижности или жидкотекучести изготавливаемого бетона.

По химическому составу добавки, снижающие потребление воды, делятся на: лигносульфонаты, нафталинформальдегидные смолы, меламинформальдегидные смолы, поликарбоксилаты. Лигносульфонаты являются поверхностноактивными веществами, которые снижают поверхностное напряжение воды, которая после смешения с цементом и каменным материалом окружает все компоненты бетона. В результате этого увеличивается их подвижность и бетон становится пластичным. Меламин, или нафталинформальдегидные смолы и поликарбоксилаты адсорбируются на поверхности цементных зёрен и придают им отрицательный заряд. В результате этого цементные зёрна взаимно отталкиваются и увеличивают подвижность бетона. Чем длиннее цепи, создающие молекулы суперпластификатора, тем интенсивнее является это отталкивание. Поликарбоксилаты имеют самые длинные молекулы, которые имеют приблизительно двукратный пластификационный эффект, чем меламин или нафталинформальдегидные смолы. Срок длительности пластификационного эффекта поликарбоксилатов является как минимум в 3-4 раза длиннее, чем у нафталин- или у меламинформальдегидных смол.

В настоящее время большинство у нас сооружаемых бетонных конструкций возводится из транспортбетона. Широкое применение транспортбетона на практике приносит всё новые требования к его свойствам. Наиболее важным является сохранение подвижности бетона после его транспортировки на стройку, причём, время транспортировки обыкновенно длится 60 и более минут. Это означает замедление скорости гидратации в первые часы после смешивания цемента с водой бетона. Одновременно в большинстве случаев требуется быстрый рост начальной прочности в результате быстрого продвижения работ на стройке. Изготовление транспор-

тировка и укладывание бетона реализуется круглый год, часто при экстремальных температурных условиях. Из-за приведённых причин очень важен выбор таких типов добавок, которые технологу по бетону позволяют целенаправленно модифицировать свойства свежеприготовленного и затвердевшего бетона по желанию заказчика.

Для этих целей при изготовлении транспортбетона в настоящее время используются разные типы пластифицирующих, суперпластифицирующих, замедляющих и ускоряющих добавок. Наиболее широкое применение имеют пластификаторы и суперпластификаторы, выпускаемые на основе различных химических веществ.

Пластификаторы на основе лигносульфонатов в настоящее время являются наиболее распространёнными добавками при изготовлении транспортбетона класса В15 – В35. Применяются как 30..40 % водные растворы. Максимальный пластификационный эффект имеется при дозах 0,8 % от веса цемента (40 % растворы) до 1 % от веса цемента (30 % растворы). Имеет замедляющий эффект для затвердевания бетона, который существенно увеличивается их дозировкой свыше 1 %. Они не подходят для бетонирования в зимних условиях.

Комбинированные добавки применяются в бетонах В15-В55. Применяются в качестве 30..40 % водных растворов. Оптимальное пластификационное действие имеется при дозах 0,8 % от веса цемента (40 % растворы) до 1 % от веса цемента (30 % растворы). Здесь используется высокий эффект суперпластифицирующего компонента для снижения потребления воды и одновременно замедляющая способность пластификатора (на основе лигносульфоната). Преимуществом является продлённое время способности бетона к его транспортировке при одновременном быстром росте начальной прочности. Используется это, например, при строительстве дополнительно преднапряжённых конструкций, где требуется 80 % от окончательной прочности после 3 дней затвердевания. Следующим преимуществом такого бетона является его более высокая когезия, меньшая склонность к сепарации воды из бетона.

Суперпластификаторы являются высокоэффективными пластифицирующими добавками. Применяются при классах бетона выше, чем В35. Оптимальный пластификационный эффект имеется при дозах 0,5÷1 % от веса цемента. При смесях с высокой текучестью применяется доза 1,2÷1,5 % от веса цемента.

Преимуществом является максимальная экономия цемента, быстрый рост прочности, более высокая стабильность бетона, низкие водоцементные отношения при высокой текучести свежеприготовленного бетона, существенно сниженная трудоёмкость при обработке вибрациями на стройке и возможность применения добавок в зимний период.

Недостатком является быстрая потеря удобоукладываемости, кроме добавок на основе поликарбоксилатов.

Основной проблемой транспортбетона является удержание способности свежеприготовленного бетона к обработке во время транспортировки на стройку. При применении разных добавок имеем следующие возможности решения этой проблемы:

- применение обычного пластификатора лигносульфонатового типа (Бетофлюид, Стахепласт, Стахепласт-Л) при дозах 0,5÷0,8 % от веса цемента может обеспечить транспорт бетона на 35..45 минут, при увеличении дозы добавки свыше 1 % достигаем способность к транспортировке на время 45..60 мин. Необходимо осознать, что лигносульфонаты в таких дозах уже не снижают водоцементное отношение, а только существенно отдалают начало затвердевания транспортируемого бетона,

- при обычных дозах лигносульфонатного пластификатора можно продлить время способности к транспортировке с минимальным изменением способности к обработке применением модификатора вязкости (Стахеplast MB) на 60..90 мин;
- простым способом, которым можно обеспечить требуемую подвижность на стройке, является добавочная дополнительная пластификация бетона в автобетоносмесителе на стройке перед его обработкой. Осуществляется это добавлением суперпластификатора в дозах 0,2÷0,4 % от веса цемента;
- подобные правила действуют при применении комбинированных добавок (Стахемент Н, Стахемент МЛ);
- в случае применения суперпластификационной добавки на бетонном заводе для транспортировки до 60 мин. можно применить модификатор вязкости (Стахеplast MB) или дополнительная пластификация бетона на стройке перед обработкой.

Часто необходимо из-за технологических причин отодвинуть начало затвердевания бетона по причине длительного временного перерыва при укладке следующего слоя бетона. Для этого применяются комбинированные добавки – пластификаторы с замедлителем затвердевания (Ретардал ТКП). Преимуществом является также целенаправленная регуляция освобождения тепла при массивных конструкциях, что минимализирует возникновение поверхностных трещин в бетоне в результате температурного напряжения между бетоном и внешней средой.

Особой проблемой является бетонирование в зимний период. Современная практика бетонирования показывает, что бетонирование в зимний период становится обычным явлением. Применением подходящих продуктов строительной химии можно также в зимний период строить бетонные конструкции. Способ зимнего бетонирования с добавками основан на применении комбинации суперпластификатора и ускорителя затвердевания. Задачей суперпластификатора является, по-возможности, максимальное снижение содержания воды затворения в бетоне, то есть того компонента, который замерзает. Одновременно ускоритель затвердевания имеет задачу в максимальной мере ускорить гидратацию цемента и развитие тепла гидратации. Целью использования обеих добавок является то, чтобы затвердевающий бетон по-возможности в более короткий срок достиг прочности, когда мороз для него уже безопасен, это как правило 4..8 МПа. В табл. 1 приводим рекомендуемые дозы и необходимые меры для бетонирования зимой с применением комбинированной добавки суперпластификатора-ускорителя Стахемент Ф.

Технология изготовления элементов сборного железобетона имеет следующие специфические черты, которые необходимо учесть при выборе добавок:

- максимально быстрый рост прочности в первые 18 часов затвердевания бетона. Это связано с требованием достижения, по-возможности, максимального оборота форм;
- минимализация доз цемента и экономически требовательных энергетических вводов (нагревание, пар и вибрации) и в зимних условиях производства;
- изготовление предварительно напряжённых элементов сборного железобетона с оборотом форм до 24 часов при одновременном достижении прочности для ввода предварительного напряжения вплоть до 50 МПа без применения обогрева бетона в формах;
- высокое качество поверхности изготавливаемых элементов. Неизбежное условие для обеспечения продажности изделия при избытке производственных мощностей на рынке в настоящее время.

Таблица 1.

Температура °С	Доза добавок, л/100 кг цемента	Вид цемента, меры на стройке
+ 5 до - 5	Стахемент F 1,0 - 1,2	СЕМ I 42,5 (M500) — деревянная или пластмассовая опалубка-утеплитель поверхность бетона перекрытием джутом или др. материалом в течение не менее суток. СЕМ II/B-S 32,5 R(M400) — деревянная или пластмассовая опалубка-утеплитель поверхность бетона покрытием в течение не менее суток.
- 5 до - 10	Стахемент F 1,2 - 1,6	СЕМ I 42,5 R (M500) —деревянная опалубка-утеплитель поверхность бетона СЕМ II/B-S 32, R(M400) — тонкостенные конструкции обогревать снизу или под покрытием в течение 2.4 часов, массивные конструкции объемом свыше 50 м ³ — достаточно укрыть поверхность.
- 10 и меньше	Стахемент F 1,6 - 2,4	СЕМ I 42,5 R (M500)—деревянная опалубка, перекрыть поверхность бетона, тонкостенные конструкции обогревать в течение 6 часов, массивные конструкции объемом свыше 50 м ³ — достаточно укрыть.

Из вышеуказанного очевидно, что экономически эффективное производства элементов сборного железобетона возможно только с применением высокоэффективных суперпластифицирующих добавок на основе меламина, нафталин-формальдегидных смол.

Изготовление элементов сборного железобетона при обычных температурных условиях можно реализовать с применением 40 или 35 % растворов меламина- и нафталинформальдегидных смол или их комбинаций (Мелмент, Мелкрет, Стахемент НН) в дозах 1÷1,8 % от веса цемента. Обогрев бетона в бетоносмесителе или в формах можно в таких случаях полностью исключить.

При изготовлении предварительно напряжённых элементов в случае необходимости, особенно, при более низких температурах весной или осенью, кроме суперпластификатора добавляется также и ускоритель затвердевания в дозах до 1 % от веса цемента (Бетодур НА), или до 0,2 % (Бетодур НАР).

Производство элементов сборного железобетона в зимних условиях с оборотами форм в течение 24 часов можно экономически выгодно реализовать двумя способами:

- применением комбинации суперпластификатора в дозах 1,5÷1,8 % от веса цемента и одновременным применением ускорителя затвердевания в дозах 1÷1,7 % (Бетодур НА) или до 0,4 % (Бетодур НАР). Температура изготавливаемого бетона не должна снизиться ниже 10 °С.
- применением комбинации суперпластификатора в дозах 1,5÷1,8 % от веса цемента и тёплой бетонной смеси. Температура бетонной смеси для изготовления предварительно ненапряжённых элементов должна быть как минимум 20 °С. Для предварительно напряжённых элементов — 30 °С.

В результате применения добавок при изготовлении элементов сборного железобетона в течение последних 5..7 лет удалось полностью исключить энергетически и экономически требовательный обогрев бетона в формах. Одновременно произошло повышение качества поверхностей элементов сборного железобетона, которое сегодня уже на уровне качества декоративного бетона.

Вильбицкая Н.А., Голованова С.П., Зубехин А.П., Яценко Н.Д.

ПРОИЗВОДСТВО КЕРАМИЧЕСКОЙ ПЛИТКИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОТХОДОВ ПРОИЗВОДСТВ

В России и большинстве стран СНГ 90% керамических изделий изготавливается на поточно-конвейерных скоростных линиях. Существующая технология, в том числе и облицовочной плитки, базируется на использовании качественного природного сырья (светложгущиеся глины, нефелиновый сиенит, перлит). Замена таких традиционных материалов вторичными продуктами, которые могут являться одновременно минерализаторами спекания, позволит решить технологические и ресурсосберегающие проблемы, улучшить эксплуатационные свойства изделий. [1,2]

В связи с этим большой научный и практический интерес представляет использование в керамических технологиях многотоннажных отходов, образующихся в результате химической очистки воды различных производств. Их отличительной особенностью является то, что они содержат 90..95 % мелкодисперсного CaCO_3 , из которого в процессе декарбонизации при температурах 900..950°C образуется CaO . Оксид кальция участвует в образовании легкоплавких эвтектик при температурах выше 1000°C, играя роль плавня.

С целью интенсификации процесса спекания и снижения температуры обжига чаще всего используют дорогостоящие сырьевые материалы (полевые шпаты, перлиты). Применение таких отходов как бой стеклотары, с одной стороны оказывает флюсующее действие при спекании керамических масс, снижает температуру обжига на 100..150 °C, а с другой – уменьшает интервал спекания керамического материала, что приводит к деформации изделий.

В результате проведенных нами исследований установлено, что интенсификация спекания керамических материалов, содержащих значительное количество CaO , вводимого в массу как традиционными сырьевыми материалами, так и кальцийсодержащими отходами при низких температурах проходит довольно сложно. При использовании стеклобоя деформация и коробление изделий еще более усиливается. В связи с этим проведены исследования по подбору минерализаторов спекания, которые позволили бы снизить вредное воздействие стеклобоя при обжиге. В качестве таких минерализаторов были изучены марганцевые (пиролюзитовые) и литиевые отходы, являющиеся вторичными продуктами химической промышленности. При этом предполагалось, что введение этих отходов позволит снизить температуру обжига изделий, и как следствие – увеличить интервал спекания.

Массы для получения керамической плитки готовили на основе известных местных сырьевых материалов: глины Владимирского месторождения (45÷50 мас.%), песка Тарасовского месторождения (20÷25 мас.%); и отходов производства: высококальциевых отходов химводоочистки Ростовской ТЭС и Новочеркасской ГРЭС (20÷25 мас.%), боя тарного стекла (5÷10 мас.%).

Известно [2, 3], что при температурах ниже 1000°C с определенным соотношением кальцийсодержащих и щелочных компонентов в массе может быть получен керамический черепок с необходимыми свойствами. Нами установлено, что в этом случае образование структурообразующих минералов, обеспечивающих необходимые свойства черепка, в частности анортита, происходит уже при температурах $700\text{--}800^{\circ}\text{C}$. Это подтверждается результатами термографического (рис. 1) и рентгенофазового анализов (рис. 2)

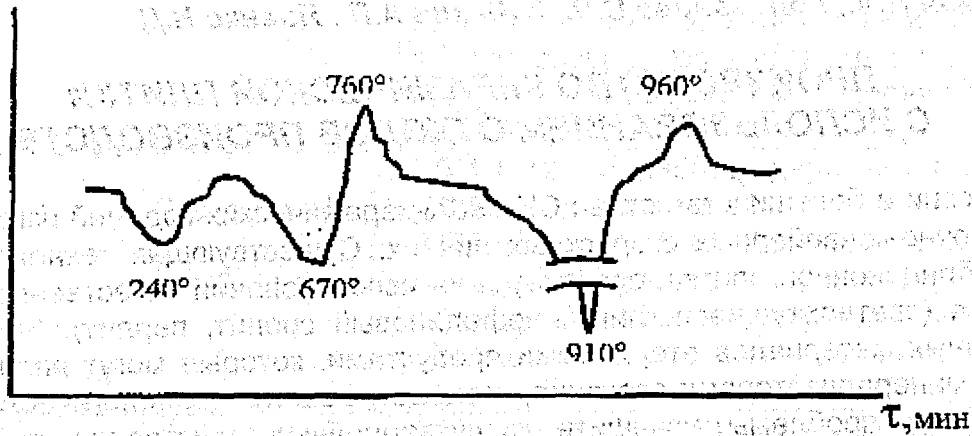


Рис. 1.

Термограмма керамической массы (отношение $\text{RO}/\text{R}_2\text{O} = 7.9$).

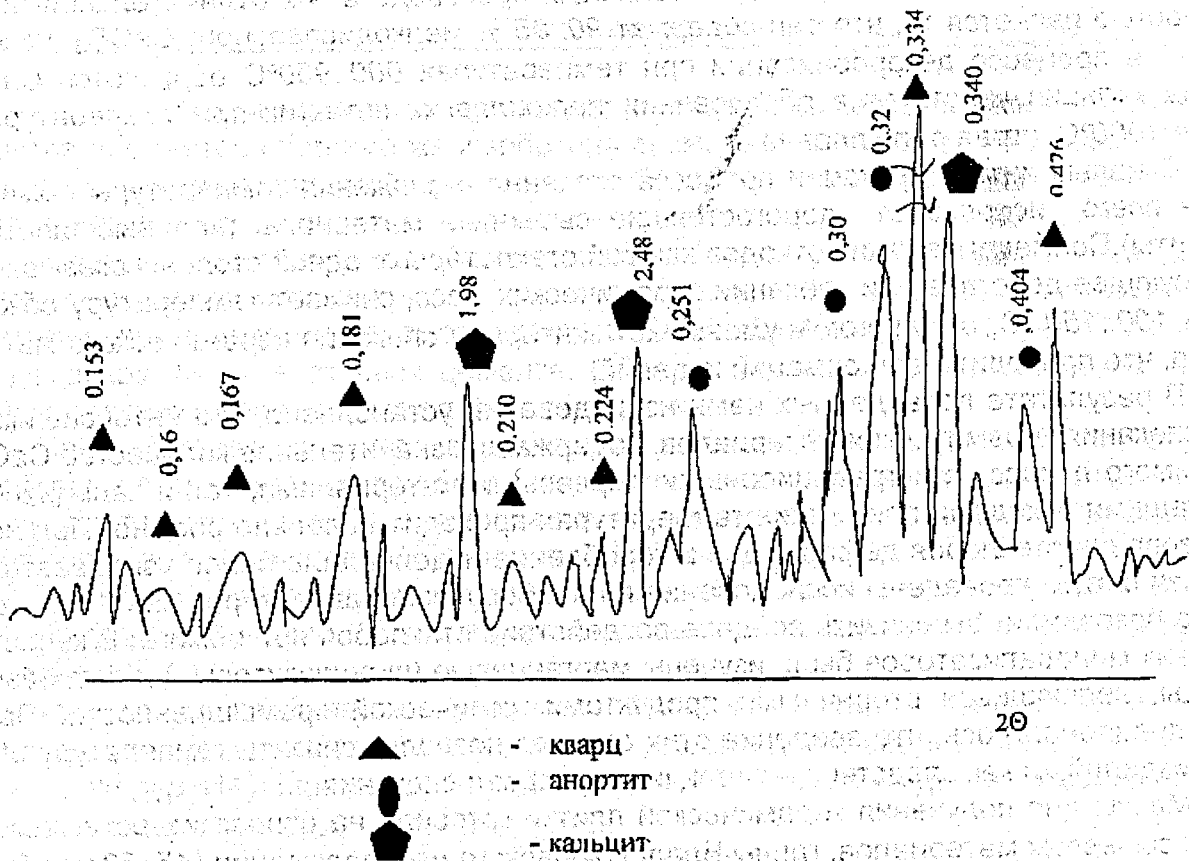
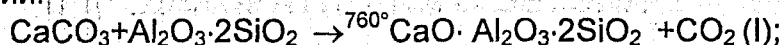


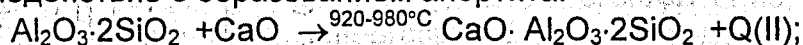
Рис. 2.

Рентгенограмма керамического черепка (отношение $\text{RO}/\text{R}_2\text{O} = 7.9$, $T_{\text{обжига}} 700^{\circ}\text{C}$).

На основании результатов РФА можно сделать следующее заключение. Так как при 700°C отсутствует CaO из-за невозможности диссоциации CaCO₃, наиболее вероятным условием наличия дифракционных максимумов, соответствующих анортиту (0,251; 0,300; 0,320; 0,404), является непосредственное взаимодействие метакаолинита Al₂O₃·2SiO₂, образовавшегося при дегидратации глинистого компонента, с CaCO₃ по реакции:



При повышении температуры до (~ 800°C) и выше происходит диссоциация CaCO₃ и взаимодействие с образованием анортита:



Это подтверждается экзотермическим максимумом на термографической кривой а также рентгенограммой керамического черепка обожженного при 700°C. Экзотермический максимум при температурах 920-980°C свидетельствует о кристаллизации анортита, образующегося при непосредственном взаимодействии метакаолинита с продуктом разложения кальцита – CaO:

Следует отметить, что при уменьшении соотношения $\text{RO}/\text{R}_2\text{O} \leq 7$ не происходит образования анортита по реакции. Изменение же соотношения (≥ 9) приводит к кристаллизации наряду с анортитом и геленита, что снижает показатели готовых изделий.

Увеличение содержания оксида кальция оптимизирует соотношение $\text{RO}/\text{R}_2\text{O}$, влияет на формирование структуры керамического черепка, отличающейся по содержанию кристаллической и стекловидной фаз а также минералогическому составу, обеспечивающему высокие эксплуатационные характеристики изделий (низкая усадка и водопоглощение, высокая механическая прочность). Таким образом, соотношение RO/R_2 оказывает существенное влияние на процесс спекания кальцийсодержащих масс.

С целью расширения интервала спекания и снижения температуры обжига исследовали действие в керамических массах минерализующих добавок: марганцевых (пиролюзитовых) отходов и литиевых отходов.

Введение марганцевых отходов в массы с соотношением $\text{RO}/\text{R}_2\text{O} = 7.9$ приводит к образованию наряду с анортитом соединений типа $(\text{Mn,Ca})\text{SiO}_4$ [4] с межплоскостными расстояниями (0,269; 0,369 нм), представленными на рентгенограмме (рис. 3).

Формирование этих соединений, плотность которых находится в пределах 3,49 г/см³ наряду с анортитом, позволяет получать малоусадочный черепок с повышенной механической прочностью до 50 Мпа и расширить интервал спекания на 30..50 °C.

Использование марганцевых отходов приводит по данным термографического анализа к снижению температуры декарбонизации и последующей кристаллизации на 20-40°. Наряду с интенсифицирующим действием они оказывают влияние на изменение окраски черепка от бежевого до темно-серого цвета, что позволяет получать готовые изделия в виде тротуарной плитки.

Использование литиевых отходов (LiCl) в количестве от 0,1 до 0,5 % в составе керамических масс с соотношением $\text{RO}/\text{R}_2\text{O} = 7.9$ приводит к понижению температуры обжига на 100..150°C, причем хорошие функциональные свойства материала не только сохраняются, но и значительно улучшаются. При этом происходит изменение окраски керамического черепка от светло-коричневого до белого. Однако, при повышении количества вводимых отходов до 1% черепок становится остеклованным уже при 850°C и имеет желто-серую окраску.

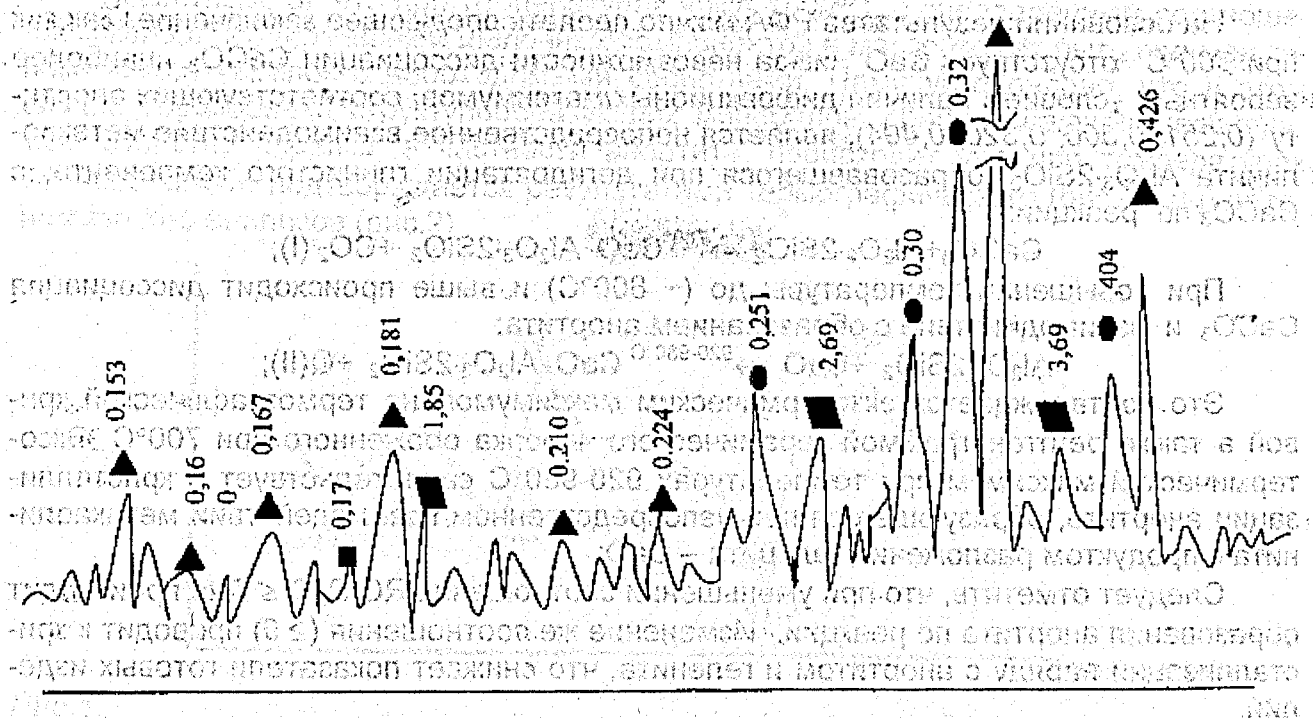


Рис. 3. Рентгенограмма керамического черепка *Тобжига* 1000° $RO/R_2O = 7...9$, (с добавкой марганцевой руды)

Предположительно это можно объяснить переходом Fe_2O_3 (где Fe^{3+}) в сложное комплексное соединение типа $LiFe^{2+}SiO_4$, что требует подтверждения дополнительным проведением физико-химических методов исследования.

Таким образом, дальнейшие исследования по использованию данных отходов являются весьма перспективными, т.к. разрабатываемая технология позволит не только экономить энергетические и сырьевые ресурсы, но и изготавливать на основе вторичных продуктов изделия строительного и культурно-бытового назначения с высокими функциональными и эстетическими свойствами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Павлов В.Ф. Физико-химические основы обжига изделий строительной керамики. - М.: Стройиздат, 1976. - 240 с.
2. Зубехин А.П., Тарабрина Н.В., Яценко Н.Д., Ратькова В.П. Ресурсосберегающая технология производства облицовочных плиток // Стекло и керамика. - 1996. - №6. - с.3-5.
3. Яценко Н.Д., Зубехин А.П., Голованова С.П., Ратькова В.П., Вильбицкая Н.А. Эффективная технология фаянсовых изделий при использовании кальцийсодержащих отходов // Стекло и керамика. - 1999. - №9. - с.6-8.
4. Фекличев В.Г. Диагностические спектры минералов. - М.: Недра, 1977. - 228 с.

ФИЛЬТРПРЕССОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МЕЛКОЗЕРНИСТОГО ДЕКОРАТИВНОГО БЕТОНА

Значительные резервы в повышении эффективности капитального строительства, ремонта, реконструкции заложены в улучшении эксплуатационных свойств, повышении долговечности и снижении энергозатрат на производство покрытий пола, а том числе использующихся при устройстве полов, а также возможность использования прессов, высвобождающихся из металлообрабатывающей промышленности. На долю устройства полов приходится до 15 % стоимости здания, а при капитальном ремонте – 30 % сметной стоимости (или 40 % от стоимости отделочных работ). По данным ЦНИИ промзданий стоимость полов (без перекрытия) составляет до 20 % стоимости общехозяйственных работ, а трудоемкость их устройства составляет 12..17 % общей трудоемкости строительства. [1].

Покрытия полов из бетонных плит для многих общественных и промышленных зданий имеют ряд существенных преимуществ перед покрытиями из других материалов. Однако обширная практика применения покрытий из бетонных плит, полученных по наиболее производительной кассетной технологии, показала, что они в ряде случаев имеют неудовлетворительное качество и недостаточный срок службы. Кроме того, изготовление бетонных, мозаичных и цементно-песчаных плит требует относительно высокого расхода цемента и продолжительной тепловлажностной обработки (до 16 часов, термосная тепловлажностной обработки – до 48 часов).

Устройство полов из плит является индустриальным решением, позволяющее максимально сократить трудоемкость отделки пола в построечных и ремонтных условиях. Кроме того, применение плиточного покрытия позволяет вводить пол в эксплуатацию в более ранний срок по сравнению со сплошным, что очень существенно при ремонте общественных и жилых зданий. Основным недостатком строительства покрытия из бетонных плит по сравнению со сплошным – большая вероятность разрушения кромок плит, сколы и дефекты углов, поэтому одна из задач этой работы – увеличение прочности таких плит.

Повышение износостойкости и беспыльности декоративного слоя, а также увеличение морозостойкости и уменьшение водопоглощения, высолообразования плит пола особенно важно для общественных и промышленных зданий (при уменьшении толщины плиты ее можно применять и как облицовочную), эксплуатация которых связана с особо интенсивным движением, переменными температурами и повышенной влажностью и солью, приносимой на обуви людей. Такие объекты как привокзальные и торговые залы, холлы и крыльцо клиник, больниц, гостиниц и зрелищных зданий, подземные пешеходные переходы и т.п. Следовательно проблема улучшения физико-механических и эксплуатационных свойств декоративных плит пола стоит особенно остро.

Одним из путей повышения долговечности мелкозернистого бетона является повышение его плотности, прочности и уменьшения пористости за счет снижения остаточного водоцементного отношения бетона после формования изделий. Особенность фильтрационного прессования состоит в том, что на стадии приготовления сырьевой смеси вводят обильное количество воды затворения, получают пластичную смесь, в которой начинает активно протекать процесс гидратации портландцемента. Затем осуществляют прессование смеси с удалением избыточной влаги и

воздуха. При фильтрпрессовой технологии и оптимальном давлении прессования остаточное водоцементное отношение достигается $0,18-0,22$ (для гидратации портландцемента достаточно $15-17\%$ воды). При сжатии цементно-песчаных смесей происходит разрушение (раздавливание) цементных флокул, обводнение необводненных частиц портландцемента и песка. Вследствие этого в процесс гидратации вовлекается большее количество частиц портландцемента, а благодаря большому прессующему давлению ($10-20$ МПа) и комплексной химической добавке процесс гидратации протекает очень активно, что позволяет отказаться от тепловлажностной обработки изделий. Плиты пола получают высокого качества из цементно-песчаных смесей с пределом прочности бетона при сжатии, соответствующего классам В30..В55 [2].

Интенсификация гидратации цемента в бетонах, твердеющих под давлением происходит за счет повышения проникающей способности молекул воды, находящихся под действием гидростатического давления, и увеличения тем самым поверхностей взаимодействия цемента с водой, а также за счет снижения внутренних структурных связей в большей части объема пленок, обволакивающих зерна вяжущего. Увеличение поверхностей взаимодействия способствует росту количества новообразований, а это повышает уровень насыщения растворной составляющей (жидкой фазы) продуктами гидратации [3].

Фильтрпрессовая технология позволяет исключать недостатки других способов формования (вибропрессование, прессование, прокат, тромбование). Этот способ формования позволяет устранить так же такой недостаток, как запрессовка воздуха, присущие способу полусухого прессования изделий. Избежать перерасхода энергии при гиперпрессовании (с усилиями от 40 до 100 МПа). По сравнению с вибропрессованием, в процессе которого уплотнение формовочной смеси выполняется при низком давлении ($0,015$ МПа), фильтрационное прессование осуществляется с усилиями в сотни раз выше.

В МОНИЛ новых строительных материалов разработана технология и определены технологические факторы, влияющие на физико-механические характеристики изделий из декоративного бетона, полученных по фильтрпрессовой технологии.

Для получения декоративного бетона плит пола и облицовочных плит применяют цемент марки 500 Д0 (активностью $51,2$ МПа). В качестве заполнителя используют кварцевый песок Заславского карьера насыпной плотностью 1650 кг/м³ и модулем крупности $2,7$. Комплексной химической добавкой являлся полиметаллический водный концентрат для бетонов и растворов (СТБ 1113 – 98) и диметилсульфоксид (ДМСО). Красителем служили железный сурик, окись хрома, сажа и др., а заполнителем – отходы гранита, мрамора и стеклобой (фракций $5,5-5$ и $5-10$ мм).

Плиты изготавливали на гидравлических прессах в пресс-формах размерами: 200×200 , 600×600 мм с использованием в качестве фильтра металлической сетки и картона, который после четырехкратного использования заменялся на новый.

Расход цемента на плиты с учетом ее двухслойности составил: $310-420$ кг/м³ на подстилающий слой и $480-530$ кг/м³ на лицевой слой.

Применение комплексной химической добавка позволило повысить степень гидратации цемента. Присутствие в ней ДМСО позволяет получить коллоидный клей существенно увеличивающий прочность мелкозернистого декоративного бетона, а также формированию мелкокапиллярной пористости. Это позволяет снизить водопоглощение на $0,4-0,5\%$ (по сравнению со смесями без его применения) и высокообразование.

Изучено влияние модифицирующих комплексных добавок на прочность бетона в ранние сроки твердения и интенсивность изменения прочности бетона при сжатии

при твердении в нормально-влажных условиях. Ударная прочность определялась на копре Педжа на образцах кубах 50×50×50 мм в 28-суточном возрасте. Водопоглощение по массе определяли на образцах 200×200×40 мм. Истираемость определялась по ГОСТ 13087 на круге истирания типа ЛКИ-3 в возрасте 28 суток на образцах 70×70 мм в плане.

Результаты по динамике набора прочности при сжатии приведены на рисунке, а по другим свойствам в табл. 1.

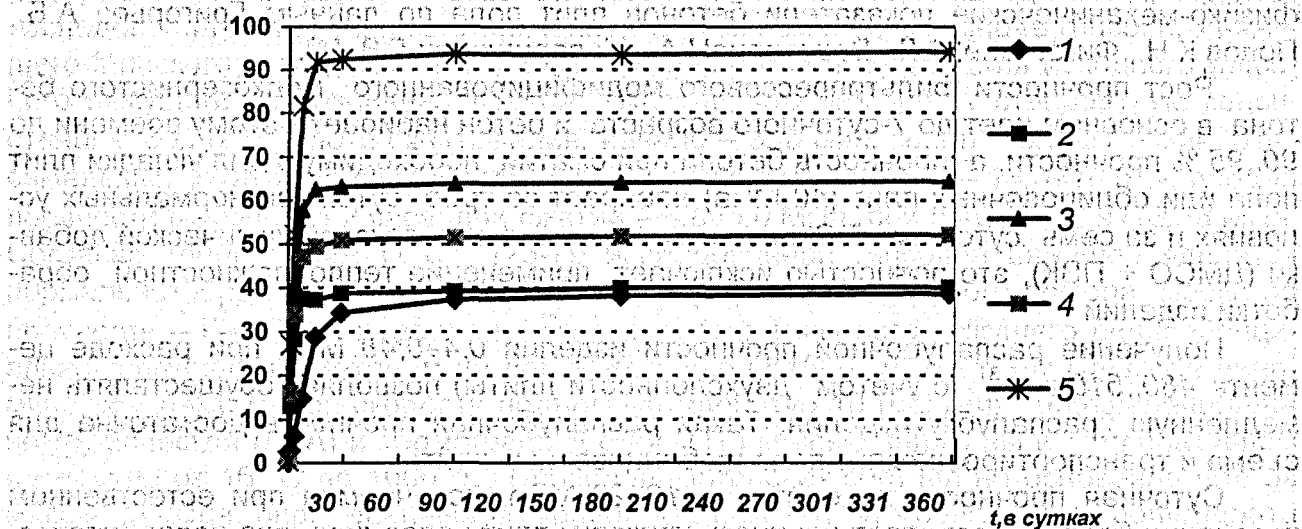


Рисунок. Изменение прочности бетона при сжатии во времени:
 1. вибропрессованного с пригрузом 0,15 МПа;
 2. фильтрпрессованного при давлении 10 МПа;
 3. фильтрпрессованного при давлении 10 МПа и комплексной химической добавкой;
 4. фильтрпрессованного при давлении 20 МПа;
 5. фильтрпрессованного при давлении 20 МПа и комплексной химической добавкой.

Таблица 1. Физико-механические свойства плит

Плиты пола	Прочность при сжатии, МПа	Ударная прочность, Дж/см ³	Истираемость, г/см ²	Водопоглощение по массе, %
Фильтрпрессовые	60	85	0,65	1,5
	90	110	0,55	1
Бетонные	30	70	0,9	6,5
	40	80	0,65	5,5
Силикатнобетонные	50	61	0,3	3,5
Цементнопесчаные	30	60	1,2	7
Мраморно-мозаичные	25	52	0,85	5,5
Мозаичные	30	65	2,2	8

Из табл. 1 видно, что плиты пола, произведенные по фильтрпрессовой технологии из модифицированного декоративного мелкозернистого бетона из рядового цемента 500 Д0, обладают высокими физико-механическими показателями, что существенно расширяет область их применения, а такие показатели как истираемость и водопоглощение по сравнению с самой производительной кассетной технологией улучшились более чем в 4 раза. При морозостойкости более 300 циклов для дорожных бетонов, плиты пола и облицовочные плиты являются долговечным и недорогим заменителем природного камня. Для сравнения свойств в табл. 1 приведены физико-механические показатели бетонов плит пола по данным Григорьев А.Б., Попов К.Н., Фиговский О.Л., Вартавяна Н.А., Мепаришвили Г.В. [4].

Рост прочности фильтрпрессового модифицированного мелкозернистого бетона в основном идет до 7-суточного возраста и бетон набирает к этому времени до 90..95 % прочности, а прочность бетона при сжатии необходимую для укладки плит пола или облицовочных плит (40 МПа) набирает за трое суток при нормальных условиях и за семь суток при 5°C за счет применения комплексной химической добавки (ДМСО + ПВК), это полностью исключает применение тепловлажностной обработки изделий.

Получение распалубочной прочности изделия 0,4-0,48 МПа при расходе цемента 480..510 кг/м³ (с учетом двухслойности плиты) позволяет осуществлять немедленную распалубку изделия. Такая распалубочная прочность достаточна для съема и транспортировке плит пола и облицовочных плит.

Суточная прочность на сжатие в 18..26 МПа, получаемая при естественном твердении бетона, позволяет начинать упаковку плит через день-два после изготовления, чтобы на третьи сутки отправить их заказчику. Это увеличивает оборачиваемость площади цеха и делает более гибким производство.

Проведенные исследования показали, что декоративный мелкозернистый бетон обладает высокими физико-механическими показателями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Попов К.Н., Каддо М.Б. /Современные материалы для устройства полов/. Журнал "Строительные материалы" №3, 2000, - 2с.
2. Галузо Г.С., Повидайко В.Г., Остапенко В.И. и др. /Технология фильтрационного способа изготовления и физико-технические свойства стеновых и облицовочных изделий из мелкозернистого бетона/ Тезисы докладов международной конференции "Высокие технологии и научно-технический прогресс в строительном комплексе Республики Беларусь". Минск, 1999, -59 с.
3. Блещик Н.П. /Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси/ Минск, 1977, - 187с.
4. Григорьев А.Б., Попов К.Н., Фиговский О.Л./Бетон для мозаичных покрытий полов/ Журнал "Строительные материалы" №2, 1992, - 2-4с.

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СУХИХ ГИПСОВЫХ ШПАТЛЕВОЧНЫХ СМЕСЕЙ

В Межотраслевой научно-исследовательской лаборатории новых строительных материалов Белорусской государственной политехнической академии проведены исследования по получению сухих шпатлевочных смесей на основе гипсового вяжущего Минского завода гипса и гипсовых стройдеталей. Испытания исходного гипсового вяжущего из различных партий показали, что оно имеет стандартную консистенцию 60..67 %, сроки схватывания: начало – 6..8 мин, конец – 8,5–21,5 мин, максимальный остаток на сите с размерами ячеек в свету 0,2 мм – 14,0–16,5 %, предел прочности в возрасте 2 часа: при сжатии – 4,8–5,0 МПа, при изгибе – 2,91–3,38 МПа. Согласно требованиям ГОСТ 125-79 исследованное гипсовое вяжущее является нормальнотвердеющим, по степени помола - среднего и грубого помола, марка по прочности – Г-4–Г-5. Определен фазовый состав гипсового вяжущего дифференциально-термическим методом на дериватографе Q-1500 "Д" системы Паулик в динамическом режиме при скорости подъема температур 10 град/мин. Дифференциально-термическая (ДТА) и термографическая (ТГ) кривые записаны в температурном интервале от 16 °С до 1000 °С. Проведенный расчет состава на основании потерь массы образца, определенный по кривой ТГ, показал, что содержание полугидрата сульфата кальция в гипсовом вяжущем составляет ~ 82 %, кальцита ~ 10 %, остальное - неидентифицируемые примеси.

Проведены исследования по повышению дисперсности гипсового вяжущего. В опытах использовали различные измельчающие устройства: лабораторную шаровую мельницу, краскотерку и роторно-центробежную мельницу. При помоле гипсового вяжущего в шаровой мельнице в течение 1..3 часов повышения его дисперсности не наблюдалось. После помола остаток на сите 0,2 не уменьшался и составлял 15..16 %. В процессе помола происходила грануляция (слипание частиц) и налипание материала на внутренние стенки шаровой мельницы. Влажность гипсового вяжущего составляла 1,0–2,4 %. Дополнительная сушка вяжущего до остаточной влажности 0,5 % не способствовала повышению его дисперсности при помоле. Также наблюдалась грануляция и слипание частиц вяжущего при помоле. Это негативное явление можно объяснить наличием в гипсовом вяжущем значительного количества примесей – около 18 %, из которых 10 % составляет кальцит. Присутствие примесей мягких пород в вяжущем по всей вероятности приводит к слипанию частиц в процессе его помола. По этой причине традиционные шаровые мельницы не могут применяться для доизмельчения гипсового вяжущего Минского завода гипса и гипсовых стройдеталей.

При измельчении гипсового вяжущего в жерновой краскотерке был получен материал с остатком на сите 0,2 мм 9..11 %.

Наиболее эффективным измельчающим устройством оказалась роторно-центробежная мельница. После измельчения гипсовое вяжущее имело остаток на сите 0,2 мм до 1..2 %. Указанное устройство может быть рекомендовано для применения в промышленном производстве.

В литературных источниках рекомендуется применять для тонкого измельчения минеральных веществ измельчители различных конструкций. Измельчение пород любой твердости (гранита, мела и др.) предлагается осуществлять в центробежных мельницах. Для измельчения мягких пород (мела) используются дезинтеграторы.

Применяются также роторно-вихревые измельчители, мельницы-вентиляторы и другие. Измельчение материалов в центробежных устройствах происходит за счет удара твердых частиц о быстро вращающийся рабочий орган (1500 мин^{-1} и более) и стенки корпуса, а также за счет соударения частиц между собой. Готовый продукт осаждается в циклонах и далее поступает в накопительный бункер. По сравнению с измельчением в шаровых мельницах при использовании центробежных мельниц улучшается раскрытие минеральных зерен и снижается вероятность переизмельчения материала менее $0,01 \text{ мм}$, а также исключается возможность слипания частиц и грануляции материала.

При разработке составов сухих шпатлевочных смесей использовали гипсовое вяжущее различной дисперсности: исходное вяжущее, не подвергнутое доизмельчению (с остатком на сите $0,2 \text{ мм}$ $14,16 \%$), тонкодисперсное вяжущее, измельченное в роторно-центробежной мельнице (с остатком на сите $0,2 \text{ мм}$ $1,2 \%$) и вяжущее, измельченное в краскотерке (с остатком на сите $0,2 \text{ мм}$ $9,10 \%$).

Для производства сухих гипсовых шпатлевочных смесей необходимо вводить добавки, замедляющие сроки схватывания гипсового вяжущего, повышающие вододерживающую способность смесей, улучшающие их пластические свойства и повышающие адгезию готового покрытия к различным поверхностям.

В качестве добавок-замедлителей схватывания гипсового вяжущего опробованы: костный клей, органические кислоты и их соли, триполифосфат натрия и другие. Получены сухие смеси со сроками схватывания $1,5-3,5$ часа, сохраняющие в течение указанного времени вязкопластичную консистенцию и не ухудшающие в последующем физико-механические характеристики затвердевшего покрытия.

Отдельную группу добавок, которые необходимо вводить для получения качественных сухих смесей, представляют собой сложные эфиры целлюлозы, которые помогают эффективно регулировать такие свойства шпатлевочных растворов, как вододерживающую способность, эластичность, реологические характеристики и др. К такому классу добавок относятся эфиры целлюлозы, которые удерживают воду силами межмолекулярного взаимодействия (силами Ван-дер-Ваальса), обеспечивают равномерность и полноту гидратации минерального вяжущего.

Шпатлевочные растворы гетерогенны, сплошной фазой в них является вода. Как только она начинает расходоваться, резко повышаются внутреннее трение и сопротивление сдвигу, из-за чего затрудняется нанесение растворов, особенно тонкими слоями. Добавки эфиров целлюлозы позволяют воде дольше выполнять роль скользящей смазки, при этом улучшаются реология раствора и его удобоукладываемость.

Для повышения адгезии шпатлевочных покрытий к различным основаниям (гипсокартонным листам, бетону, оштукатуренным поверхностям) в сырьевую смесь вводили редиспергируемые полимерные порошки. С их помощью сухим смесям придается некоторые специальные свойства (разжижающие и гидрофобизирующие).

Процесс получения сухих шпатлевочных смесей заключается в правильном подборе рецептуры смеси, предварительной подготовке всех компонентов смеси (доизмельчение до определенной дисперсности, сушке до остаточной влажности, не превышающей 1%), тщательной дозировке и в проведении комплекса технологических операций по совмещению и равномерному распределению между собой компонентов в конечном продукте.

Разработаны составы и технология изготовления сухих шпатлевочных смесей на основе гипсового вяжущего Минского завода гипса и гипсовых стройдеталей. На экспериментальной базе БГПА изготовлена и испытана опытная партия сухих шпатлевочных смесей.

Испытания показали, что полученные сухие гипсовые шпатлевочные смеси имеют следующие показатели: сроки схватывания: начало — 1,5–2,5 ч., конец — 1,8–3,5 ч.; водоудерживающую способность — 98,2–99,2 %; прочность сцепления покрытия с основанием (адгезию): гипсокартонный лист — 0,25–0,32 МПа; бетонная поверхность — 0,88–0,99 МПа; деревянная поверхность — 0,005–0,014 МПа. При предварительной обработке деревянной поверхности 5–10 % раствором поливинилацетатной дисперсии (ПВА) адгезия увеличивается до 0,15–0,25 МПа.

По своим физико-механическим характеристикам сухие гипсовые шпатлевочные смеси удовлетворяют требованиям СТБ 1072-97 "Составы полимерминеральные "Полимикс". Технические условия", ГОСТ 28013-89 "Растворы строительные. Общие технические требования". Сухие гипсовые шпатлевочные смеси рекомендуется применять для заполнения швов гипсокартонных листов, внутренней отделки бетонных, гипсовых, деревянных или оштукатуренных поверхностей, выполнения шпатлевочных и грунтовочных работ, заделки трещин, раковин, выбоин, сколов на поверхности строительных конструкций.

Разработана технологическая и конструкторская документация для организации опытно-промышленного производства сухих шпатлевочных смесей на Минском заводе гипса и гипсовых стройдеталей. Выполнена привязка установки для производства сухих шпатлевочных смесей в цехе стройдеталей. В установке используется отечественное оборудование, позволяющее получать тонкодисперсные сухие смеси требуемого качества при минимальных затратах с максимально возможной механизацией технологических процессов.

Производство сухих шпатлевочных смесей на Минском заводе гипса и гипсовых стройдеталей будет способствовать экономическому развитию завода и насыщению белорусского строительного рынка недорогой и качественной продукцией.

УДК 338.45:69

Головач Э.П.

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ТРАНСФЕРА СТРОИТЕЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

В строительстве процесс трансфера технологий обладает специфическими особенностями, обусловленными необходимостью его организации на двух уровнях: внутри одной системы строительного производства и среди ряда систем.

Первый уровень распространения обеспечивает процессы перестройки внутри одной системы строительного производства. При этом инновационное изменение первоначально возникает в одном из звеньев технологической цепочки "изготовление строительных деталей и конструкций - транспортирование - производство строительно-монтажных работ" с последующим распространением, в силу технологической зависимости, на другие звенья.

Второй уровень трансфера технологий вызван необходимостью использования технической инновации рядом предприятий и организаций строительства, производящих однородную строительную продукцию. Он опосредует процессы перестройки между однородными системами строительного производства: жилищно-гражданское строительство, промышленное, сельское и т.д.

Конечной целью трансфера технологий является производство строительных работ на новом уровне качества, увеличение объемов строительно-монтажных ра-

бот, снижение издержек и т.д. Для достижения поставленной задачи необходимо учитывать факторы, оказывающие влияние на протекание инновационных процессов в строительной отрасли.

Количественно процесс трансфера нововведений описывается логистической функцией [1], график которой представлен на рис. 1.

$$y(t) = \frac{A}{1 + ae^{-\beta t}}, \quad (1)$$

где: $y(t)$ – мера распространения нововведения в момент времени t ;
 A – предел распространения нововведения;
 α, β – константы, характеризующие эффективность управления инновационным процессом.

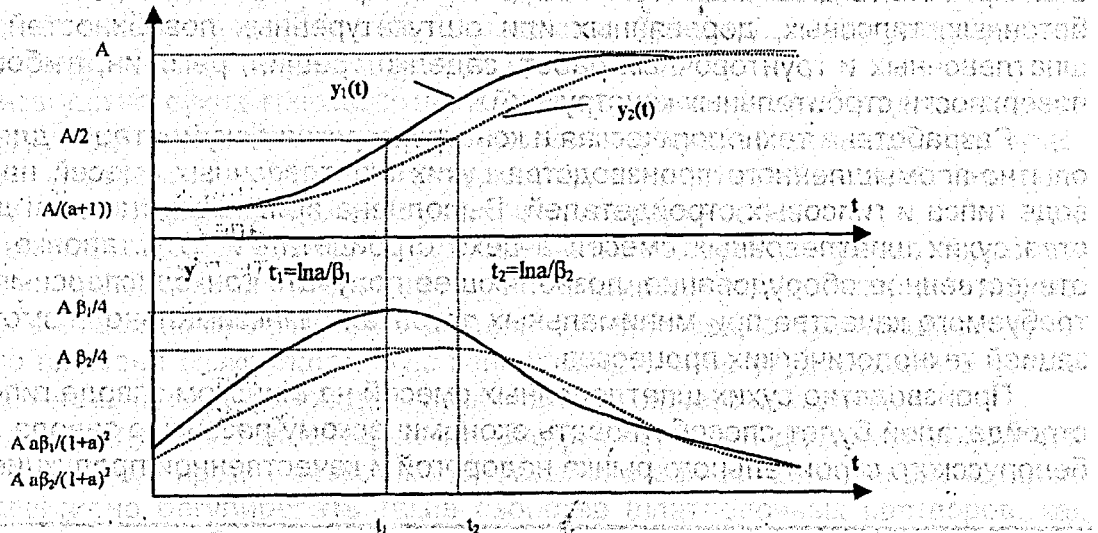


Рис. 1.
 Модель трансфера инноваций в строительстве

Процесс трансфера нововведения начинается с некоторой величины $y_0 = A/(1+a)$ характеризующей момент окончания стадии освоения нововведения. Зная y_0 и A , константа α , может быть вычислена по формуле:

$$\alpha = \frac{A}{y_0} - 1 \quad (2)$$

В зависимости от скорости распространения y' процесс увеличения масштабов использования инновации будет описываться кривой $y_1(t)$ или $y_2(t)$. При этом максимальный темп распространения ($y'(t) = \max$) достигается в момент времени, зависящий от β : $t_1 < t_2$ при $\beta_1 > \beta_2$.

Константа β рассчитывается по формуле:

$$\beta = \frac{y'_0(1+a)^2}{aA} \quad (3)$$

где y'_0 – скорость распространения нововведения в начальный момент времени t_0 .

Теоретически период распространения инноваций может быть определен как продолжительность времени от момента окончания освоения, определяемого величиной $y = A/(1+a)$ до достижения максимальной скорости распространения ($y' = A\beta/4$) в момент времени $t_p = \ln a/\beta$.

Ниже приведен пример расчета характеристик трансфера технологий жилых зданий с различными несущими каркасами, наиболее часто предлагаемым отечественным инвесторам – крупнопанельные, кирпичные, каркасные.

Таблица 1. Технико-экономические показатели несущих каркасов зданий

для различных известных конструктивных систем

Параметры оценки	Тип дома	Оценка возможностей		
		слабые	средние	сильные
Тип комфортности квартир: Нормальный — до 70 м кв. общей площади. Комфортный — свыше 70 кв. метров.	КП	○	○	●
	К	○	○	●
	КР	○	○	●
Возможность свободной планировки квартир до и после вселения в них	КП	○	○	●
	К	○	○	●
	КР	○	○	●
Коэффициент экологичности стеновых материалов (самый экологичный материал — дерево — имеет коэффициент 1)	КП (20)	○	○	●
	К (10)	○	○	●
	КР (2)	○	○	●
Расход тепла на 1 м кв. общей площади, %	КП (100)	○	○	●
	К (85,4)	○	○	●
	КР (66,6)	○	○	●
Эксплуатационные расходы (без учета затрат на отопление), %	КП (100)	○	○	●
	К (118,6)	○	○	●
	КР (89,2)	○	○	●
В том числе — эксплуатационные расходы на отопление, %	КП (100)	○	○	●
	К (67,1)	○	○	●
	КР (52,5)	○	○	●
Помехи для приема радиоволн	КП	○	○	●
	К	○	○	●
	КР	○	○	●
Расход строительных материалов, приведенных на 1 м ² общей площади, в т. ч.:				
	железобетона, %	КП (100)	○	○
	К (16,4)	○	○	●
КР (18,8)	○	○	●	
стали в несущих конструкциях, %	КП (100)	○	○	●
	К (82,7)	○	○	●
	КР (100,6)	○	○	●
кирпича, ячеистобетонных блоков, м ³	КП (0,02)	○	○	●
	К (1,2)	○	○	●
	КР (0,5)	○	○	●
Сравнительная стоимость 1 м ² общей площади (без учета отчислений на развитие инфраструктуры города), %	КП (100)	○	○	●
	К (111)	○	○	●
	КР (103)	○	○	●

Примечание: КП — крупнопанельный; К — кирпичный; КР — каркасный.

Крупнопанельные и кирпичные конструкции зданий имеют общий недостаток – невозможность свободной планировки и перепланировки квартир. В настоящее время все большую популярность приобретают принципиально новые в планировочном плане жилые дома – каркасные, которые обеспечивают снижение материалоемкости здания и высокие потребительские качества, определяемые качеством отделки, свободной планировкой, комфортом, минимальными затратами на отопление и т.п.

В работе выполнен SWOT анализ для различных вариантов домостроения, который позволил выявить сильные и слабые стороны каждого из возможных вариантов строительства (табл. 1). Как показал анализ, наиболее перспективным является вариант каркасного домостроения, который представляет собой инновацию в объемно-планировочном решении, разработанную отечественными специалистами.

В дальнейшем был выполнен прогноз возможной диффузии каждого из вариантов строительства. Для начального момента времени скорость распространения технологии у для вариантов крупнопанельного, каркасного и кирпичного домостроения соответственно 8, 11,3 и 14,5 % в год (табл.2, рис.2).

Таблица 2.

Характеристики трансфера технологий

Показатель	Крупнопанельное домостроение	Каркасное домостроение	Кирпичное домостроение
$\alpha=A/y_0-1$	11,5	11,5	11,5
$\beta=(1+\alpha)^2*y_0/(A*a)$	1,09	1,56	1,2
$y'=A\beta/4$	26,75	39	30
$t_p=\ln\alpha/\beta$	2,37	1,99	2,26
Вид зависимости	$y(t) = \frac{100}{1+11.5e^{-1.07t}}$	$y(t) = \frac{100}{1+11.5e^{-1.56t}}$	$y(t) = \frac{100}{1+11.5e^{-1.2t}}$

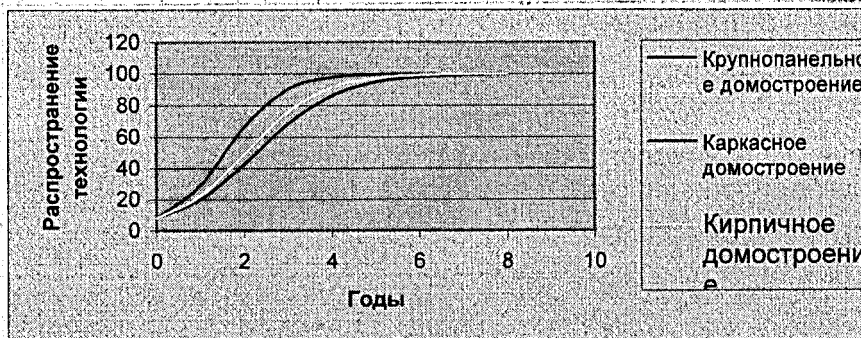


Рис. 2.

Функции организации трансфера технологий в строительстве

Дальнейшее развитие инвестиционно-строительного комплекса на основе повышения качества строительной продукции, обеспечения конкурентоспособных цен, роста производительности труда, сокращения сроков строительства невозможно без коренного обновления технологического потенциала строительных предприятий, использования прогрессивных технологий и объемно планировочных решений. Мировая практика показывает, что одним из путей решения данной проблемы является международный трансфер технологий.

СВОЙСТВА КРУПНОПОРИСТОГО КЕРАМЗИТОБЕТОНА В КОНСТРУКЦИИ СТЕНЫ

Известно, что кубиковая прочность бетона не вполне эквивалентна его прочности в конструкции, что касается крупнопористого бетона, то в его отношении отмечается аномалия прочности образцов от их размеров и формы. Поэтому для расчета несущей способности стен из крупнопористого керамзитобетона надо знать его расчетные характеристики, определенные в элементах конструкции стен.

Влияние масштабного фактора на прочность крупнопористого керамзитобетона определяли сопоставлением результатов испытания на прочность при сжатии кубов разных размеров. Кубы формовали из бетонной смеси, приготовленной в специальном смесителе непрерывного действия, испытывали в возрасте 28 сут и более (при стабилизации прочности, поскольку далее прочность крупнопористого керамзитобетона практически не растет [1]) в состоянии естественной влажности, составляющей в среднем около 8 %.

Подобные опыты провели на кубах разных размеров, выпиленных из крупных блоков. Параллельно с кубами испытывали на прочность также призматические образцы.

Если при испытании обычных бетонов плотной структуры показатели прочности по мере увеличения размеров образцов закономерно уменьшаются, то при испытании крупнопористого бетона обнаруживаем другую закономерность: прочность сформованных кубов с ребром 20 см оказалась выше прочности кубов с ребром 10 см. Это соответствует литературным данным [2, 3] и получило теоретическое объяснение [4]. Дополнительно следует заметить, что повышенная прочность кубов больших размеров может быть объяснена повышенной плотностью бетона. Это связано с более компактной укладкой зерен керамзитового гравия, поскольку, чем больше размеры образца, тем меньше проявляется пристенный эффект.

Отсутствие пристенного эффекта в выпиленных образцах привело к тому, что выпиленные образцы тяжелее сформованных из той же бетонной смеси. Прочность при сжатии выпиленных кубов разных размеров практически одинакова.

Выпиленные образцы $20 \times 20 \times 20$ см по сравнению с такими же сформованными, при практически одинаковой плотности оказались прочнее на 12,5 %.

Призменная прочность сформованных образцов примерно равна кубиковой, а определенная на выпиленных образцах – несколько меньше. Возможно, это связано с тем, что призмы выпиливали из части блоков, прилегавших к их поверхности, поэтому одна из граней призм оказалась не пиленой, а сформованной, отсюда эксцентриситет сжимающей нагрузки и преждевременное разрушение.

Из полученных экспериментальных данных можно сделать вывод, что выпиленные из массива образцы крупнопористого керамзитобетона прочнее сформованных образцов и прочность выпиленных образцов сравнительно мало зависит от их размера и формы.

Поскольку стены из крупнопористого бетона подлежат оштукатуриванию, проведены опыты по определению прочности образцов, оштукатуренных с одной стороны либо с двух противоположных сторон.

Сформованные кубы $20 \times 20 \times 20$ см, покрытые с одной стороны цементно-песчаным раствором прочностью 5 МПа слоем 1–1,5 см, показали предел прочности

в среднем 1,1 МПа, т. е. на 37 % больше таких же неоштукатуренных; оштукатуренные с двух сторон – 1,4 МПа, т. е. на 75 % больше. Для выпиленных кубов упрочнение штукатуркой составило соответственно 20 и 46 %. Очевидно, это связано с тем что выпиленные образцы имеют более гладкую поверхность, поэтому слой штукатурки (включая проникновение раствора в поры бетона) меньше и соответственно меньше его влияние на прочность образцов при испытании.

Для практики важно знать упрочнение штукатуркой сформованных образцов. Их расчет как слоистой конструкции дал результаты, близкие к экспериментально полученным. Естественно, что упрочняющий эффект штукатурки зависит от толщины стен и с ее увеличением уменьшается, однако целесообразно его учитывать при расчете стен, что позволит использовать крупнопористый керамзитобетон наименьшей возможной прочности с минимальным расходом цемента, а следовательно, наиболее легкий и с минимальной теплопроводностью.

При испытании призм с односторонней штукатуркой обнаружено снижение их прочности по сравнению с неоштукатуренными призмами в среднем на 30 %, что можно объяснить возникающим при сжатии эксцентриситетом, который вызывает продольный изгиб призм, высота которых была в 4 раза больше поперечного размера. При испытании образцов-кубов это не сказалось на результатах.

Двухсторонняя штукатурка призм привела к их упрочнению в 2 раза, что при данном соотношении размеров слоев (8 см прочностью 0,6 МПа и 2 см прочностью 5 МПа) близко к результатам расчета.

Таким образом, можно сформулировать следующую рекомендацию: стены из крупнопористого керамзитобетона с точки зрения их прочности (повышения несущей способности) следует штукатурить с обеих сторон, причем равнопрочным раствором, чтобы обеспечить симметрию относительно оси стен при осевой передаче нагрузки от перекрытий.

Модуль упругости крупнопористого керамзитобетона плотностью 610 кг/м^3 , определен на призмах $10 \times 10 \times 40 \text{ см}$, составил в среднем 1031 МПа. Такие же призматические образцы испытывали на осевое растяжение, для чего предварительно заделывали их торцы цементным раствором в стальные обоймы, к которым центрально были приварены стальные стержни для крепления в зажимах разрывной машины. Средний результат испытаний $R_{br} = 0,15 \text{ МПа}$. Отношение пределов прочности на растяжение и сжатие составило 0,16, что соответствует ранее полученным результатам для крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях [1] и больше чем для других видов бетона.

Учитывая специфику крупнопористого керамзитобетона, дальнейшее уточнение прочностных и деформативных характеристик материала будет проведено на натуральных образцах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ицкович С. М. Крупнопористый бетон (технология и свойства). – М.: Стройиздат, 1977. – 117 с.
2. Скрамтаев Б. Г. Крупнопористый бетон и его применение в строительстве. – М.: Госстройиздат, 1955. – 120 с.
3. Бужевич Г. А. Исследования по крупнопористому бетону на пористых заполнителях: Научное сообщение, вып. 12 /НИИЖБ. – М.: Госстройиздат, 1962. – 132 с.
4. Ахвердов И. Н., Ицкович С. М. Раскалывающий эффект при сжатии и некоторые особенности, наблюдаемые при испытании легких бетонов. \ В кн.: Аглопорит и аглопоритобетон. Минск: Наука и техника, 1964, с.182-186.

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ПРОЕКТИРОВАНИЯ СОСТАВА КЕРАМЗИТОБЕТОНА

Разработан метод расчета состава керамзитобетона, предусматривающий использование уравнений регрессии, описывающих связь между искомыми параметрами состава и характеристиками бетона. Уравнения получены путем обработки большого массива известных экспериментальных данных. Точность расчета разработанным методом не уступает традиционному расчету по табличным данным и, кроме того, он легко алгоритмируется и реализуется с применением ЭВМ.

Общий порядок расчета можно проиллюстрировать применительно к конструкционно-теплоизоляционному бетону с применением воздухововлекающих добавок:

1. Из условий обеспечения заданной прочности бетона R_b и плотности ρ_b , назначаем марку керамзитового гравия по насыпной плотности ρ_3 , кг/м³:

$$\rho_3 = (0,0083R_b \cdot a_1 + 0,7503 \cdot b_1) \cdot \rho_b - 10,867R_b \cdot c_1 - 37,372 \cdot d_1, \quad (1)$$

где a_1, b_1, c_1, d_1 — коэффициенты, зависящие от вида применяемого песка (для керамзитового песка в данной формуле они равняются 1).

2. Расход цемента, кг/м³ определяем исходя из заданной марки бетона по плотности (ρ_b), активности цемента (R_u) и назначенной плотности гравия (ρ_3):

$$\zeta = (1,876R_b \cdot a_2 + 193,59 \cdot b_2 - \rho_3 (0,0021R_b \cdot c_2 + 0,042 \cdot d_2)) \cdot K_u, \quad (2)$$

где K_u — поправочный коэффициент на марку цемента ($K_u = 1$ для цемента М400):

$$K_u = (0,0019 - 0,000004R_u) \cdot R_b - 0,0003R_u + 1,1076. \quad (3)$$

3. Определяем расход крупного заполнителя, м³/м³:

$$V_k = 1,05 \cdot a_3 \cdot b_3 \cdot c_3, \quad (4)$$

где: a_3 — коэффициент, зависящий от вида песка;

b_3 — от насыпной плотности гравия (ρ_3);

c_3 — от подвижности смеси.

Расход крупного заполнителя, кг/м³:

$$K = V_k \cdot \rho_3, \quad (5)$$

4. Расход мелкого заполнителя, кг/м³:

$$\Pi = \rho_b - 1,15\zeta - K. \quad (6)$$

5. Общий расход воды, л/м³ определяем по формуле:

$$B = B_0 + B_1. \quad (7)$$

Начальный расход воды B_0 рассчитывается в зависимости от подвижности (ОК, см) или жесткости, определенной на стандартном вискозиметре по ГОСТ 10181-76 (Ж, с):

$$B_0 = 6 \cdot ОК + 148 \text{ или } B_0 = 164,6 - 0,8435 \cdot Ж. \quad (8)$$

Поправка на вид применяемого песка:

$$B_1 = 0,175 \cdot \Pi \cdot a_4 + 2 \cdot b_4, \quad (9)$$

где: Π — расход песка;

a_4 и b_4 — коэффициенты, зависящие от вида песка (например для плотного песка они равны соответственно 0,296 и 0; для керамзитового — 1; для вспученного перлитового — 3 и 2,25).

Расходы воздухововлекающих добавок могут назначаться в зависимости от вида применяемого песка по известным руководствам.

В заключении необходимо отметить, что предложенная методика, как и все другие расчетные, может применяться только для назначения предварительного состава керамзитобетона. Рабочий состав должен выдаваться лишь после экспериментальной проверки в лабораторных и производственных условиях.

ПРОМЫШЛЕННЫЕ ОТХОДЫ КАК ИСТОЧНИК РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ В ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Одной из наиболее острых проблем современной цивилизации является проблема рационального использования сырьевых ресурсов и утилизации отходов. Известно, что в отходы превращается от 10 до 90 % природного сырья; затраты на их удаление и складирование составляют до 20 % стоимости основной продукции; стремительно возрастают площади земельных угодий, отчуждаемых для складирования отходов; из-за накопления отходов существенно ухудшаются экологические условия.

Одним из наиболее перспективных направлений утилизации промышленных отходов является использование их в качестве техногенного сырья в производстве строительных материалов – одной из наиболее ресурсоёмких отраслей промышленности [1–4]. За счет отходов промышленность строительных материалов может покрыть значительную, а возможно, большую часть потребности в сырьевых ресурсах, которые во многих случаях уже технологически подготовлены: измельчены, обожжены и т.д.

Ниже приведен краткий обзор исследований, проведенных за последние годы в Ровенском государственном техническом университете (РГТУ) на кафедре технологии строительных изделий и материаловедения, по рассматриваемой проблеме.

Эффективные малоцементные бетоны. Экспериментально-теоретические исследования показали возможность экономии цемента в бетонах до 20..30 % при введении каменноугольных зол Бурштынской и Ладыженской ГРЭС совместно с суперпластификаторами (СП) С-3, Дофен, а также с модифицированными ЛСТ и щелочными стоками. Способ модифицирования этих ПАВ (стходов промышленности) разработан на кафедре технологии строительных изделий и материаловедения РГТУ. Применение СП, способствуя образованию так называемых стесненных условий гидратации цементно-зольного вяжущего, создает особенно благоприятные условия для проявления структурообразующей роли зольного наполнителя.

Наиболее значительный эффект от применения композиции зола-унос + СП достигается в литых и мелкозернистых бетонах. Максимальная эффективность зола-унос в бетоне достигается при оптимальном сочетании состава бетона, расхода золы и ее дисперсности.

К наиболее перспективным наполнителям цементных бетонов относятся микрокремнеземистые продукты. Исследования показали, что введение в качестве активного наполнителя в бетон до 50 кг микрокремнезёма — отхода производства ферросилиция – позволяет экономить при производстве 1 м³ бетона до 100..150 кг цемента.

Перспективным направлением повышения активности зольного наполнителя в бетонах является комбинирование его с активирующими присадками, в качестве которых исследованы микрокремнезем и известково-карбонатная пыль. За счет повышения гидравлической и структурообразующей активности композиционных наполнителей экономия цемента в бетонах с добавками СП повышается до 40..50 %, при этом открывается возможность изготовления бетонов классов В15..В25 с расходом цемента менее 200 кг/м³.

Применение комплексных и активированных наполнителей в сочетании с СП позволяет при умеренных расходах цемента ($300..400 \text{ кг/м}^3$) изготавливать высокопрочные бетоны классов В50..В70 из рядовых портландцементов марок М400..М500.

Бесцементные бетоны. Энергозатраты на производство портландцемента, необходимого для получения 1 м^3 бетона, достигают до 170 кг у.т. При замене портландцемента мало-энергоёмкими вяжущими веществами происходит радикальное снижение интегральной энергоёмкости строительных изделий.

Введение ускорителей твердения, суперпластификаторов, а также добавок карбонатного наполнителя обеспечивает значительное улучшение свойств бесклинкерных известково-золевых и известково-шлаковых вяжущих. Как показали опытно-промышленные испытания, на основе таких модифицированных вяжущих можно изготавливать тяжелые бетоны классов 7.5-22.5, легкие бетоны с органическими (костра льна, скоп, стружка, опилки, очесы) и неорганическими заполнителями, теплоизоляционные и конструкционно-теплоизоляционные ячеистые бетоны.

Проведены исследования бетонов с использованием в качестве вяжущих золы-уноса, измельченных отходов минераловатного производства, ваграночных шлаков, боя керамических и стеклянных изделий, а также керамзитовой пыли при их затворении каустифицированным содовым плавом. На основе этих вяжущих разработаны тяжелые и ячеистые бетоны, по основным техническим свойствам вполне пригодные для большого ассортимента строительных изделий и конструкций.

Вибропрессованный бетон на гранитном отсеве. До 80% массы бетона занимают заполнители: песок и щебень. Получение кондиционных заполнителей, которые соответствуют действующим стандартам, связано с энергоёмкими технологическими операциями дробления, классификации, отделения пылеватых и глинистых примесей. В ряде регионов Украины получение кондиционных заполнителей связано с высокими транспортными затратами, в том числе трудности связаны с недостаточными запасами песка. Вместе с тем на карьерах нерудных материалов при переработке горных пород остаётся до 30% отсевов, применение которых ограничено высоким содержанием пылеватых фракций и нестандартным гранулометрическим составом. Нами разработана технология изготовления мелкоштучных стеновых изделий (пустотелых блоков), дорожных плит, бордюров из вибропрессованного бетона, в котором в качестве основного заполнителя используется гранитный отсев, который содержит около 20% пылеватых фракций.

Разработана методика проектирования вибропрессованного мелкозернистого бетона на гранитном отсеве, которая позволяет определять состав бетона необходимого класса прочности, учесть особенности заполнителей и способа уплотнения.

Фосфогипсовые материалы и с применением отходов асбестоцементного и известкового производств. Остройшей экологической и технической проблемой является использование крупнотоннажных отходов химической промышленности – фосфогипса. Известные зарубежные и отечественные технологии его переработки являются достаточно сложными, экологически малопривлекательными, требующими больших капиталовложений.

Разрабатывается перспективное направление получения дигидратных безобжиговых вяжущих на основе фосфогипса, для нейтрализации которого используются отходы асбестоцементного и известкового производств. Из новых фосфогипсовых вяжущих получены отделочные изделия, искусственный мрамор, изделия для полов, перегородок и др.

Большое количество отходов накапливаются на предприятиях, выпускающих асбестоцементные изделия, в частности, на Здолбуновском ЦШК. Эти отходы могут служить легким заполнителем бетонов, в сочетании с активизаторами твердения для

бесцементных бетонов, использоваться для материалов контактного твердения, теплоизоляции.

При обжиге извести во вращающихся печах в большом количестве образуется пыль-унос, которая может быть квалифицирована как карбонатная известь с активностью до 30%. На основе этой пыли разработаны и внедрены технологии получения строительных растворов, ячеистых бетонов, других легких композитов.

Керамические материалы на основе нового минерального сырья. В западных областях Украины в качестве наиболее распространенного керамического сырья используются лессовидные суглинки, не позволяющие, как правило, получать кирпич и другую продукцию высокого качества. Сырьевая база керамических изделий может быть существенно расширена за счет применения базальтовых туфов - породы, сопутствующей базальтам, не разрабатываемой в настоящее время или сбрасываемой в отвал.

Разведанные запасы этого сырья только на Рафаловских карьерах превышают 70 млн. т. Лабораторные и производственные испытания

показали, что на основе базальтовых туфов можно изготавливать черепицу, облицовочную плитку, лицевой кирпич. Добавка базальтовых туфов позволяет улучшить керамические свойства суглинков и повысить на 1-2 ступени марочность кирпича.

Кроме этого, базальтовая пыль, улавливаемая при дроблении, может быть с успехом использована для получения химически стойких и декоративных глазурных покрытий для облицовочной керамики и электрофарфора.

Базальтовый туф может быть использован в качестве сырья для цементных двух- и трёхкомпонентных шихт взамен глины и железистого компонента пиритных огарок, колашниковой пыли доменных печей).

Теплоизоляционные материалы. В условиях ужесточения норм по термическому сопротивлению ограждающих конструкций жилых зданий все большее значение приобретают теплоизоляционные материалы. Разработаны новые технологии получения таких материалов с использованием органического техногенного сырья, например, на основе льняной костры, не требующие специального связующего, а также с использованием фосфогипса и асбестоцементных отходов, хлопковых очесов, торфа или скопа — отхода Луцкого картонно-рубероидного завода.

Для прогнозирования свойств композиционных строительных материалов и оптимизации технологических параметров расчета составов разработан комплекс экспериментально-статистических математических моделей, алгоритмы для их анализа и совместного решения, а также соответствующее программное обеспечение.

Лакокрасочные материалы из местного сырья. Приготовление лакокрасочных материалов требует сложных технологических операций и использования дорогостоящего и дефицитного сырья (формальдегидной и алкидной смол, соединений производных целлюлозы), различных растворителей (ацетон, уайт-спирит, сольвент, скипидар) всё это удорожает лаки и краски, создаёт вредные условия труда. На кафедре создавались малотоксичные быстровысыхающие масляно-смоляные лаки и эмали с использованием в качестве основного сырья сосновой живицы, которую в большом количестве собирают в лесных хозяйствах Ровенской области. Разработанная технология не требует специального сложного оборудования. Получены лаки - лак канифольный и лак резинатный, которые можно использовать для покрытия масляных красках, покрытия металлических и деревянных (кроме паркетных) поверхностей конструкций, эксплуатируемых внутри помещений. Лак резинатный представляет собой раствор резината кальция, модифицированного натуральной или полунатуральной олифой, в скипидар. Лак канифольный - это раствор в скипидаре

канифоли, модифицированной олифой, с добавлением резината кальция как сиккатива. Основным полуфабрикатом этих лаков является канифоль, полученная отгонкой при 130..150°C скипидара от живицы. Резинат кальция получается путём сплавления канифоли (до 250°C) с известью. На основе лаков можно получать белые и цветные эмали с использованием известных пигментов.

Материалы и изделия на основе кристаллических веществ. Разработаны теоретические основы и технологии изготовления изделий на основе активированных отходов дробления и переработки алюмосиликатных и карбонатных горных пород. Технология изготовления изделий базируется на установленной на кафедре способности механоактивированных кристаллических материалов, названных петроцемен-тами создавать при прессовании прочный и водостойкий камень. Механическая активация кристаллических горных пород осуществляется путём совместного помола с добавками - активизаторами твердения: сульфатами металлов, кислотами, щелочами. Материалы на основе горных пород и сульфатов металлов получили название сульфопетроцементов. Разработаны технологии изготовления стеновых (кирпич, камень) и облицовочных материалов (плитка), плит для полов, дорожных изделий (плиты, бордюры), Изделия специального назначения (щелоче-, -кислото-, -жаростойкие и др.) Прочность изделий достигает 30..40 МПа.

Механоактивированные кристаллические материалы интенсивно взаимодействуют с фосфорной кислотой и растворами её соли. Это позволило разработать новую группу вяжущих - фосфопетроцементов, прочность которых достигает 150 МПа при высокой кислото-, -щелоче-, -жаростойкости. На основе механоактивированного фосфогипса и фосфатной кислоты получено водостойко фосфатно-фосфогипсовое вяжущее, изделия из которого достигают прочности до 50 МПа.

Себестоимость изделия из таких материалов на 20..30 % ниже в сравнении с аналогичными изделиями из керамики и цемента

Проблема использования промышленных отходов в производстве строительных материалов — поистине неисчерпаемая научно-производственная проблема. Наш университет намерен интенсивно заниматься ею и в дальнейшем. Однако, банк имеющихся разработок у нас и в других исследовательских коллективах в основном остается невостребованным промышленностью. Трудности с финансированием не позволяют выполнить весь требуемый по каждой разработке объем опытно-конструкторских и проектных разработок.

В передовых странах мира с рыночной экономикой роль техногенного сырья становится все более значимой. Например, в ФРГ использование золошлакового сырья составляет около 80, Франции — 65, Великобритании — 53 %. На Украине эта цифра едва достигает 10 %.

Переход к рыночной экономике создает благоприятные условия для увеличения степени использования промышленных отходов в такой ресурсоёмкой отрасли, как промышленность строительных материалов. Однако, без целенаправленного создания системы экономических стимулов и четкого определения государственных приоритетов по отношению к техногенному сырью проблему утилизации промышленных отходов решить в обозримом будущем невозможно.

В соответствии с существующей практикой назначения цен на природное сырье, оно в большинстве случаев оказывается более дешевым, чем техногенное сырье, поскольку последнее перед отгрузкой потребителю может нуждаться в предварительной сушке, очистке, грануляции и т.д.

В расчетах экономического эффекта использования отходов для конкретных предприятий не учитывается дополнительный эффект от предотвращения негативного действия отходов на окружающую среду. Например, для заводов гипсовых из-

делий Украины выгоднее использовать природный гипсовый камень, чем крупнотоннажный отход химической промышленности фосфогипс при отмывке и нейтрализации примесей в нем, хотя народнохозяйственная эффективность получения гипсовых вяжущих из фосфогипса не вызывает сомнений.

Складывается парадоксальная ситуация: на складирование и хранение фосфогипса требуются капиталовложения примерно такие же, как на добычу природного гипсового камня. Логичнее было бы затратить эти средства на подготовку фосфогипса для получения материалов, законсервировав разработку природного сырья; тем более, что на Украине свыше 2/3 месторождений гипсовых пород сосредоточено в одном Донецко-Приднепровском бассейне, причем часть их находится в сложных горно-геологических условиях.

Не способствует решению проблемы и несовершенство действующего земельного и экологического законодательства. Предусмотренное законодательством полное возмещение убытков от отчуждения земли под отвалы фактически не производится, тем более, что реальный экологический вред не может быть просчитан.

Кардинальное решение проблемы комплексного использования промышленных отходов невозможно без целевых государственных программ, которые должны предусматривать применительно к региональным производственным комплексам схемы рационального потребления сырьевых ресурсов с приоритетным использованием промышленных отходов. В соответствии с этой схемой должна осуществляться и инвестиционная политика. В программах должны отражаться интересы как поставщиков, так и потребителей техногенного сырья, предусмотрено выполнение необходимых исследовательских и проектных работ, выделение соответствующих ассигнований и ресурсов. Государственная программа комплексного использования сырья должна быть подкреплена и системой нормативных актов в области налогового, экологического и земельного законодательства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дворкин Л.И., Пашков И.А. Строительные материалы из отходов промышленности. — Киев: Выща шк., 1980. — 208 с.
2. Отходы химической промышленности в производстве строительных материалов / Л.И. Дворкин, В.Л. Шестаков, И.А. Пашков, А.П. Дымчук. — Киев: Будивэльнык, 1986. — 128 с.
3. Дворкин Л. И. Снижение расхода цемента и топлива в производстве сборного железобетона. — Киев: Выща шк., 1985. — 98 с.
4. Л.И. Дворкин, В.Л. Шестаков, Б.Н. Богомолов. Принципиально новые приёмы и методы использования техногенных продуктов при производстве различных видов строительных материалов. Учебное пособие. — Институт повышения квалификации специалистов промстройматериалов. Москва: Гос. ассоциация "Союзстройматериалы", 1990

ПРИНЦИПЫ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ КОМПЬЮТЕРНЫХ СИСТЕМ УПРАВЛЕНИЯ БЕТОННЫМИ СМЕСЯМИ

Одной из самых важных задач современного бетоноведения является создание компьютерных систем управления составами бетонных смесей (КСУБС). Принципы функционирования и построения компьютерных систем управления бетонными смесями представляются следующими:

1. При получении нового задания на расчет, проектируется базовый номинальный состав (БНС) бетона, обеспечивающий набор требуемых проектных свойств. Для того, чтобы БНС максимально точно обеспечил проектные показатели бетона, при его проектировании необходимо учитывать множество дополнительных факторов, например качество заполнителей, особенности применяемого цемента и т.д.

2. Рассчитанный БНС дополнительно адаптируется для получения состава обеспечивающего заданную удобоукладываемость бетонной смеси и проектные свойства бетона. Адаптированный состав является окончательным производственным составом бетонной смеси. Поскольку производственные условия могут меняться (изменяется влажность и крупность заполнителей, активность цемента, температура пропаривания изделий и т.д.), часто возникает необходимость соответствующего корректирования производственного состава.

3. Процесс управления качеством бетона является эффективным при непрерывном анализе технологических карт контролируемых параметров качества бетона. Производственный состав бетонной смеси корректируется всякий раз когда величина контролируемого свойства выходит за границы технологических карт, что позволяет минимизировать появление производственного брака.

Общая схема реализации систем типа КСУБС приведена на рис. 1.

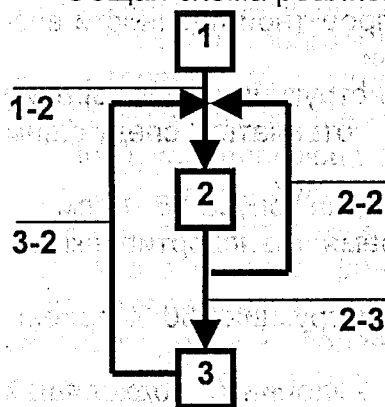


Рис. 1. Схема реализации компьютерных систем управления бетонными смесями.

1 – Расчет базового номинального состава бетона (БНС); 2 – Корректирование состава бетона по удобоукладываемости бетонной смеси, влажности и гранулометрии заполнителей, прочности бетона; 3 – Производственная адаптация состава бетона на основе статистического контроля нормируемых свойств бетона.

Представленная схема характеризуется как прямыми (1-2, 2-3) так и обратными связями (2-2, 3-2).

Связь 1-2 характеризует корректирование базового номинального состава бетона (БНС) по удобоукладываемости бетонной смеси, влажности и гранулометрии смеси заполнителей и прочности бетона. Связь 2-3 характеризует производственную адаптацию откорректированного состава бетонной смеси на основе проведения статистического контроля нормированных свойств бетона (обычно прочности на сжатие).

В системе КСУБС представлены 2 обратные связи. Связь 2-2 характеризует повторение корректирования состава бетонной смеси до тех пор пока ее свойства не станут удовлетворять заданным. Связь 3-2 характеризует корректирование состава бетонной смеси в случае выхода статистически контролируемого свойства за допустимые границы.

ПРИМЕНЕНИЕ ДОБАВОК ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ БЕТОНОВ ДЛЯ МОНОЛИТНЫХ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Одновременно с классическим способом строительства мостовых конструкций с предварительно напряжёнными элементами в Словакии в последние годы всё в большей мере применяется технология монолитного дополнительно напряжённого бетона. Если 10 лет назад бетонные мостовые конструкции на 90 % строились из сборного железобетона, то сегодня только около 40 %. Остальные 60 % мостовых конструкций строятся из монолитного бетона.

Требования к бетону, применяемому для строительства монолитных мостовых конструкций, вытекают из технологического метода его производства, транспортировки, укладки и твердения в конструкции. Коротко их можно охарактеризовать следующим способом:

1. Минимальная потеря подвижности бетона во время транспортировки до места укладки. Бетонные смеси классов В35–В50 производятся на центральных бетонных заводах. Подвижность изготавливаемых смесей находится в пределах 16..18 см осадки конуса, а на стройку они транспортируются автобетоносмесителем. Впоследствии с помощью бетононасосов смеси укладываются в плотно армированные конструкции. Производство, транспортировка и укладка бетона длится 30..60 минут. В течение этого времени бетон должен, по возможности, минимально менять подвижность, чтобы его легко можно было перекачивать, хорошо заполнять пространство между арматурными каркасами, легко уплотняться и после распалубки иметь красивую поверхность. При укладке его подвижность не должна быть меньше 12 см осадки стандартного конуса.
2. Быстрый рост прочности бетона, уложенного в конструкции из-за непрерывного хода строительства. Поскольку после достижения 80 % проектной прочности возможно предварительное напряжение бетона в конструкции.

Выбор добавок для бетонов монолитных мостовых конструкций с точки зрения технологии производства бетонных смесей должен отвечать следующим требованиям:

- высокая подвижность производимых бетонных смесей, осадка конуса 16..18 см
- целенаправленное замедление твердения бетона во время транспортировки на стройплощадку (30..60 мин)
- быстрый рост прочности бетона сразу после укладки в конструкцию (80 % проектной прочности на 3 сутки)

Приведенные противоположные требования можно выполнить подходящей комбинацией добавок для бетона, причём, можно поступать следующим способом:

- применение комбинированной добавки. Это целенаправленно изготовленные добавки, состоящие из пластификатора с замедляющим действием, например, лигносульфоната и суперпластификатора нафталинового или меламинформальдегидного типа. Дозы этих добавок находятся в пределах 0,8–1,5 % от массы цемента;
- применение добавок нафталинового или меламинформальдегидного типа в дозах 0,8–1,8 % от массы цемента с одновременным применением подходящего модификатора вязкости. Модификаторами вязкости являются химически приготавливаемые производные полисахаридов. После смешения цемента с водой они абсорбируются на поверхности цементных зёрен и препятствуют проникновению

воды к этим зёрнам. Одновременно они препятствуют испарению воды из бетонной смеси при высокой температуре. Таким способом достигается стабильность подвижности бетона в течение 1..2 часов, так как эти добавки проявляют замедляющее действие. Применяются как 3..5 % растворы в дозах 0,1÷0,2 % от массы цемента.

При бетонировании при низких температурах применяются только суперпластификаторы, или, если бетонирование осуществляется при отрицательных температурах, применяются одновременно и ускорители твердения в пределах 1,0÷1,8 % от массы цемента.

Применение суперпластификаторов на основе поликарбоксилатов. Поликарбоксилаты имеют структуру молекул, упорядоченную таким образом, что одновременно с высоким водовосстанавливающим действием обеспечивают длительное время (1..2 часа) постоянную подвижность изготовленного бетона. Дозированием 30..33 % растворов получают дозы 0,5÷1,2 % от массы цемента. Применение поликарбоксилатов при обычных температурных условиях является беспроблемным, однако при температурах ниже 10..15 °С необходимо их комбинировать с ускорителями твердения.

В случае неисправности насоса на стройплощадке или другого незапланированного простоя рекомендуется иметь под рукой суперпластификатор или комбинированную добавку. Их дополнительным дозированием в автобетоносмесителе в количествах 0,1÷0,3 % от массы цемента можно и после 2 часов транспортировки дополнительно увеличить подвижность бетона в автобетоносмесителе.

Ускорители твердения обычно применяются только при бетонировании при температурах ниже 5 °С или при отрицательных температурах. Используются для того, чтобы гидратационное тепло, образующееся в результате ускоренной гидратации цемента, защищало бетон, уложенный в конструкцию, от замерзания. Дозируются в пределах 1,0÷1,8 % от массы цемента.

При бетонировании при отрицательных температурах далее необходимо применять горячую воду затворения (температура бетона 10 °С), суперпластификатор (1,0÷1,8 %) и портландцемент без добавок.

Воздухововлекающие добавки применяются для бетонирования тех частей конструкции, которые будут находиться под влиянием действия воды, солей и мороза.

Единственная разница их использования в транспортируемых бетонах состоит в том, что в течение транспортировки бетона в автобетоносмесителе после 30..60 минут содержание воздуха в бетонной смеси возрастает на 1..2 %. Поэтому при транспортировке на более длинные расстояния важно необходимое количество воздухововлекающей добавки определять на основе измерений содержания воздуха в бетоне на стройплощадке.

В Отраслевой научно-исследовательской лаборатории модифицированного бетона совместно с фирмой «Стахема» г. Братислава и Фанипольским заводом мостовых конструкций были проведены производственные испытания таких добавок.

Для изготовления бетона с добавками использовались следующие материалы: портландцемент М500 Д0; песок кварцевый; щебень гранитный фракции 5..10 и 10..20 мм; добавка суперпластификатор С-3 (раствор 13 % концентрации); добавка суперпластификатор Стахемент-Е (раствор 35 % концентрации); добавка поликарбоксилата; воздухововлекающая добавка СНВ (раствор 5 % концентрации); воздухововлекающая добавка «Поролан» (готовый раствор);

Класс бетона В35. Требуемая подвижность бетонной смеси 5..8 см.

Требуемая прочность бетона после тепловой обработки 80 % от марочной (36,0 МПа). Состав бетона: Цемент = 445 кг; Песок = 682 кг; Щебень фракции 5..10 мм = 242 кг;

Щебень фракции 10..20 мм = 918 кг; Вода до получения требуемой подвижности.

Контрольные образцы-кубы размером 100×100×100 мм изготавливались в лаборатории из бетонной смеси отобранной на месте укладки бетона, уплотнялись вибрированием на лабораторной виброплощадке и пропаривались в лабораторной пропарочной камере по режиму: 4 часа выдержки, 5 часов подъем температуры до 70°C, 8 часов изотермическая выдержка, 5 часов охлаждение. Часть образцов хранилась в камере нормально-влажностного твердения при температуре 18..20 °С в естественных условиях. Результаты испытаний бетона после тепловлажностной обработки представлены в табл. 1, 2, 3.

Результаты проведенных экспериментов показали, что при использовании добавок суперпластификаторов-ускорителей прочность бетона после тепловой обработки превышает требуемую в 1,3-1,5 раза, а для бетона нормально влажностного твердения практически ей соответствует. Содержание воздуха в бетонах в требуемых пределах гарантирует получение морозостойких и долговечных бетонов.

Правильное и целенаправленное использование таких добавок для бетона позволяет технологам на бетонных заводах модифицировать свойства свежего и затвердевшего бетона в зависимости от самых различных требований строительного производства. Одновременно оно решает ряд проблем при производстве высококачественных и долговечных бетонов в разных климатических условиях. Самым важным качеством бетонных конструкций в будущем будет их наиболее высокая долговечность и высокое качество. С этой точки зрения применение добавок для бетона является необходимым, и оно стало неотъемлемой частью всех технологий бетонирования.

Таблица 1.

Номер состава	Вид и количество добавок, л	Осадка конуса, см	Условия твердения	Содержание воздуха, %	Прочность бетона в возрасте 1 сутки после ТВО, МПа
1	С-3-16л. СНВ-1л	8	Тепловая обработка	8,0	32,9
2	Стахемент F -5,5л.	6	Тепловая обработка	3,1	50,1
3	Стахемент F -5,5л. Поролан- 0,6л.	10,5	Тепловая обработка	2,4	45,1
4	Поликарбоксилат – 2,4л.	10	Тепловая обработка	3,1	42,4
5	Стахемент F -5,5л. Поролан- 0,8л.	5	Тепловая обработка	3,9	42,0
6	С-3-16л. СНВ-0,5л	6,5	Тепловая обработка	4,5	32,2
7	Стахемент F -5,5л. СНВ-0,5л	6	Тепловая обработка	2,7	43,6

Таблица 2.

Номер состава	Вид и количество добавок, л	Осадка конуса, см	Условия твердения	Содержание воздуха, %	Прочность бетона в возрасте 1 сутки, МПа	Прочность бетона в возрасте 2 суток, МПа
1	С-3-16л. СНВ-1л	8	Естественное твердение	8	14,8	23,5
2	Стахемент F -5,5л.	6	Естественное твердение	3,1	26,1	35,6
3	Стахемент F -5,5л. Поролан-0,6л.	10,5	Естественное твердение	2,4	23,0	34,0
4	Поликарбо-ксилат -2,4л.	10	Естественное твердение	3,1	20,4	32,1
5	Стахемент F -5,5л. Поролан-0,8л.	5	Естественное твердение	3,9	22,6	34,8
6	С-3-16л. СНВ-0,5л	6,5	Естественное твердение	4,5	12,9	22,9
7	Стахемент F -5,5л. СНВ-0,5л	6	Естественное твердение	2,7	23,8	33,6

Таблица 3.

Номер состава	Вид и количество добавок, л	Осадка конуса, см	Условия твердения	Содержание воздуха, %	Прочность бетона в возрасте 28 суток после ТВО, МПа
1	С-3-16л. СНВ-1л	8	Тепловая обработка	8	47,1
2	Стахемент F -5,5л.	6	Тепловая обработка	3,1	57,0
3	Стахемент F -5,5л. Поролан- 0,6л.	10,5	Тепловая обработка	2	50,6
4	Поликарбоксилат - 2,4л.	10	Тепловая обработка	3,1	51,1
5	Стахемент F -5,5л. Поролан- 0,8л.	5	Тепловая обработка	3,9	52,7
6	С-3-16л. СНВ-0,5л	6,5	Тепловая обработка	4,5	46,6
7	Стахемент F -5,5л. СНВ-0,5л	6	Тепловая обработка	2,7	58,7

МОБИЛЬНОСТЬ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ СИСТЕМ

В методологии исследования важное место занимают методы, опирающиеся на выделение и рассмотрение тех или иных объектов как систем. Система - это множество элементов, находящихся в отношениях и связях друг с другом и образующих определенную целостность, единство. Этот подход является обоснованным при рассмотрении строительных технологических систем, так как они состоят из множества элементов, взаимодействующих в процессе функционирования.

Строительная технологическая система - это структура, которая участвует в выполнении работ по возведению или реконструкции объекта и обеспечивает строго установленные технологии, гарантирующие качество конечного продукта.

Возрастающая *взаимозависимость системы и среды*, требует от системы таких характеристик, которые позволяют при формировании и проявлении системой своих свойств, в процессе взаимодействия со средой, являться ведущим активным компонентом взаимодействия.

Таким свойством является мобильность. Оно характеризует способность элементов системы к перемещению с одной строительной площадки на другую с необходимой скоростью и функционированию с определенной интенсивностью. Цель развития свойства - обеспечение выполнения фронта работ в различных средах. Условия развития свойства - уровень развития элементов системы, позволяющий рассматривать изменение внешней среды не как возмущающий фактор, а как текущие условия функционирования.

Мобильность технологических систем обеспечивается развитием технических и трудовых ресурсов как элементов системы. Технические ресурсы должны включать в себя машины, оборудование, механизмы, инвентарь, обладающие транспортабельностью, определенной мощностью, вместимостью, необходимыми конструктивными решениями. Трудовые ресурсы должны характеризоваться необходимой квалификацией, трудовой и творческой активностью, высоким уровнем трудовой дисциплины.

Мобильные технологические системы смогут обеспечить:

- ♦ Применение современных объемно-планировочных решений, востребованных на рынках других государств.
- ♦ Использование в большем объеме производственных мощностей.
- ♦ Повышение конкурентоспособности, что связано со способностью функционировать в районах, удаленных от их постоянной дислокации.

Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Пригоженко О.В.

СТРУКТУРА И СВОЙСТВА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ С ОРГАНО-МИНЕРАЛЬНЫМИ МОДИФИКАТОРАМИ СЕРИИ «МБ»

1. Введение

Появившийся недавно на строительном рынке модификатор МБ-01 оказался эффективным средством получения высокопрочных бетонов [1,2]. Известно, что модификатор – органо-минеральная композиция, включающая микрокремнезем (МК), суперпластификатор (СП) и регулятор твердения (РТ) [1].

В связи с тем, что основной компонент МБ-01. – микрокремнезем является сравнительно дорогим и дефицитным материалом, возникла необходимость частичного его замещения более доступным активным микронаполнителем, в частности, золой-уноса (ЗУ), при обеспечении таких же высоких эффектов в бетоне. В процессе решения этой задачи организовано производство новых разновидностей органо-минерального модификатора (марок МБ-30С, МБ-50С, МБ-100С по ТУ 5743-083-46854090-98), в которых до 90% МК замещено кислой золой-уноса [3]. Для определения оптимальных областей применения каждого из модификаторов этой серии важно оценить их эффективность по влиянию на основные параметры структуры цементного камня, а также прочность, проницаемость и морозостойкость бетона.

2. План эксперимента

Исследовалось влияние модификаторов с разным соотношением МК:ЗУ на:

- гидратацию цемента и фазовый состав цементного камня;
- пористость и кинетику твердения высокопрочного мелкозернистого бетона;
- прочность, проницаемость и морозостойкость тяжелого бетона.

Использованы четыре разновидности модификаторов: МБ 10-01, МБ 10-30С, МБ 10-50С, МБ 10-100С, которые производятся Предприятием Мастер Бетон. Это – композиционные материалы, минеральная часть которых включает в себя МК или смесь МК и ЗУ в разном соотношении, а органическая представлена СП на основе натриевой соли поликонденсата β-нафталинсульфоокислоты и формальдегида и регулятором твердения (РТ) – фосфоорганическим комплексом. Соотношение между минеральной и органической частью выбранных образцов модификаторов было одинаковым и равнялось 9:1. Однако состав их минеральной части был различным: в первом она состояла только из МК (100%), во втором, третьем и четвертом – из смеси МК и ЗУ в соотношениях 70:30, 50:50 и 10:90, соответственно. В табл.1 приведены составы и основные свойства модификаторов.

Таблица 1.

Состав и свойства органо-минеральных модификаторов

Марка модификатора	Компоненты модификатора, мас.%				Содержание SiO ₂ , %	Средний размер гранул, мкм	Насыпная плотность, кг/м ³
	минеральная часть		органическая часть				
	МК	ЗУ	СП	РТ			
МБ 10-01	90,000	–	9,99	0,01	80,1	100	750
МБ 10-30С	63,000	27,000	9,99	0,01	70,8	70	765
МБ 10-50С	45,000	45,000	9,99	0,01	64,6	50	775
МБ 10-100С	8,182	81,818	9,99	0,01	51,3	30	800

Следует отметить, что это – порошкообразные материалы насыпной плотностью 750..800 кг/м³, состоящие из гранул размером от 30 до 400 мкм. Каждая гранула представляет собой агрегат из частиц МК и ЗУ, между которыми имеется твердая водорастворимая прослойка из СП и РТ, «склеивающая» указанные частицы [1, 10].

В качестве вяжущего использовали портландцемент М500 Д0 Белгородского завода, соответствующий ГОСТ 10178. В качестве заполнителей – песок с $M_{кр} = 2,2$, соответствующий ГОСТ8736, а также гранитный щебень фр. 5..20 мм, соответствующий ГОСТ 8736.

Для повышения морозостойкости бетона использовали структурообразующую добавку газообразующего действия – кремнийорганическую эмульсию КЭ 30-04 50%-й концентрации.

Фазовый состав цементного камня с дозировкой модификатора 20 % массы цемента и водотвердым отношением (В/Ц+МБ) равным 0,14 и 0,18 определяли рентгено-фазовым (РФА) и дифференциально-термическим (ДТА) анализами [7].

Исследования структуры и кинетики твердения проводили на образцах высокопрочного мелкозернистого бетона подвижностью (ОК) 21..23 см с низким водотвердым отношением (0,14 и 0,18), приготовленного по составам, в которых дозировка модификаторов также составляла 20 % массы цемента (табл.2).

Таблица 2.

Составы и прочность мелкозернистых бетонов с различными марками модификаторов

№ № со- ста- вов	Марка мо- дификатора	Количес- тво ЗУ в составе минер- альной части, %	Состав бетонной смеси, кг/м ³				В/(Ц+МБ)	Прочность на сжатие, МПа				
			це- мен т	МБ	пе- сок	во- да		1 сутки	3 суток	7 суток	14 суток	28 суток
1	МБ 10-01	0	133 0	266	531	223	0,14	68,1	91,5	110,6	114,7	128,3
2	МБ 10-30С	30	131 8	264	527	221		67,6	92,1	110,3	116,3	124,8
3	МБ 10-50С	50	130 6	262	522	219		65,7	96,8	116,2	112,3	122,5
4	МБ 10-100С	90	127 5	255	510	214		62,4	77,5	81,3	85,7	90,1
5	МБ 10-01	0	127 2	255	508	275	0,18	43,3	80,8	94,5	106,4	115,2
6	МБ 10-30С	30	125 8	259	502	271		46,5	81,5	92,6	105,5	113,8
7	МБ 10-50С	50	124 6	257	498	269		50,7	83,5	94,8	104,8	114,2
8	МБ 10-100С	90	119 1	246	476	257		56,4	75,6	76,5	81,0	86,0

Прочность мелкозернистого бетона на сжатие определяли на образцах 70×70×70 мм, твердевших в нормальных условиях в течение 28 сут.

Пористость определялась на образцах 10×10×30 мм, которые приготовлены по составам, приведенным в табл. 2, и выдерживались в нормальных условиях в течение 28 сут. Был использован комплекс взаимодополняющих методов, каждый из которых представлялся наиболее эффективным в определенном диапазоне размеров пор [4, 7].

Исследование влияния разных модификаторов на прочность при сжатии (по ГОСТ 10180), проницаемость (по ГОСТ 12730.5) и морозостойкость (по 3 методу ГОСТ 10060) тяжелого бетона проведено на образцах с дозировкой модификаторов 10% массы цемента. При этом бетонные смеси имели подвижность (ОК) 18..20 см, объем выделившегося газа 3,5÷4,0 % и следующий состав: Цемент = 500 кг/м³, МБ = 50 кг/м³, Песок = 600 кг/м³, Щебень = 1100 кг/м³, Вода = 150 л/м³, КЭ 30-04 = 0,5 кг/м³.

3. Результаты эксперимента

Комплексное исследование изменений фазового состава цементного камня показало, что степень гидратации цемента в возрасте 28 сут практически не зависит от присутствия в цементной системе той или иной разновидности модификатора, следовательно от соотношения МК:ЗУ, но зависит от содержания воды, в частности:

- во всех образцах с В/(Ц+МБ) = 0,14 с разными модификаторами степень гидрата-

ции оказалась на уровне 30..35 %;

- во всех образцах с $V/(Ц+МБ) = 0,18$ также с разными модификаторами – на уровне 50..55 %.

Анализ показал практически полное отсутствие портландита – $Ca(OH)_2$ – во всех образцах цементного камня. При этом выявлены тенденции изменения содержания высокоосновных и низкоосновных гидросиликатов кальция в зависимости от соотношения МК и ЗУ (рис. 1).

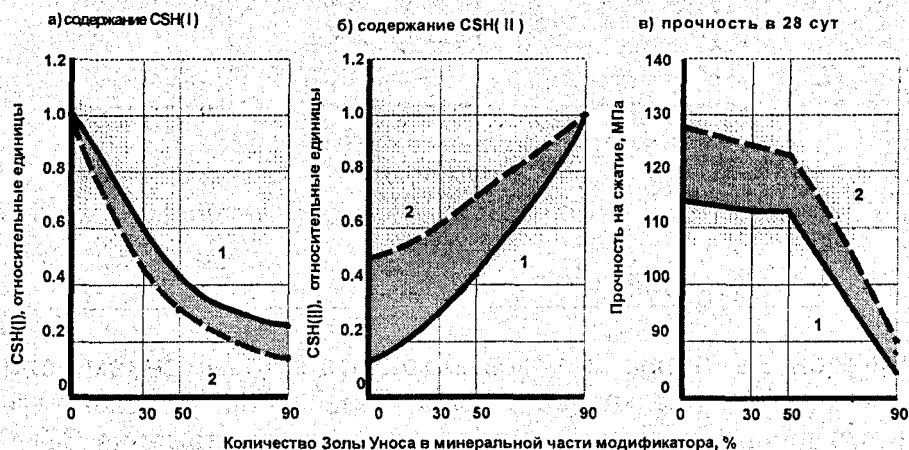


Рис. 1.

*Влияние состава минеральной части модификатора на относительное количество CSH(I) и CSH(II), а также прочность мелкозернистого бетона
1 – $V/(Ц + МБ) = 0,18$; 2 – $V/(Ц + МБ) = 0,14$.*

Отметим, что содержание вторичных гидратных фаз типа CSH(I) с $C/S \approx 1$, уменьшается по мере увеличения доли ЗУ. Эта тенденция усиливается с уменьшением соотношения $V/(Ц+МБ)$, что объясняется сравнительно невысокой степенью гидратации.

Обратная картина наблюдается при определении фаз типа CSH(II): с увеличением доли ЗУ в составе модификатора в цементном камне обнаруживается повышенное содержание высокоосновных гидросиликатов. При этом по рентгенограммам выявляются гидросиликаты неопределенного строения $-3CaO \cdot SiO_2(1,5-2,0)H_2O$. Образование именно таких гидросиликатов характерно для цементных систем с низким $V/Ц$. С повышением $V/Ц$ они обычно переходят в другие формы – тоберморитоподобные структуры с $C/S = 1,5 \div 2$ и $C/S = 1 \div 1,5$ [6].

Известно, что изменение баланса между CSH(I) и CSH(II) в составе цементного камня с МК зависит от дозировок МК и количества SiO_2 . В частности, с увеличением количества диоксида кремния содержание CSH(I) повышается, а содержание CSH(II) понижается [7]. По-существу это – проявление, так называемого, «химического фактора» [8] в механизме действия МК на цементные системы, который связан с пуццолановой реакцией.

При анализе содержания SiO_2 в разных модификаторах (табл.1) можно заметить, что количество диоксида кремния в образцах зависит от соотношения между МК и ЗУ и уменьшается по мере увеличения доли ЗУ в их минеральной части. Именно это обстоятельство, на наш взгляд, объясняет выявленные различия в фазовом составе цементного камня в зависимости от вида введенного в цементную систему модификатора.

Для анализа дифференциальной пористости воспользуемся одной из известных классификаций пор по степени дисперсности [9].

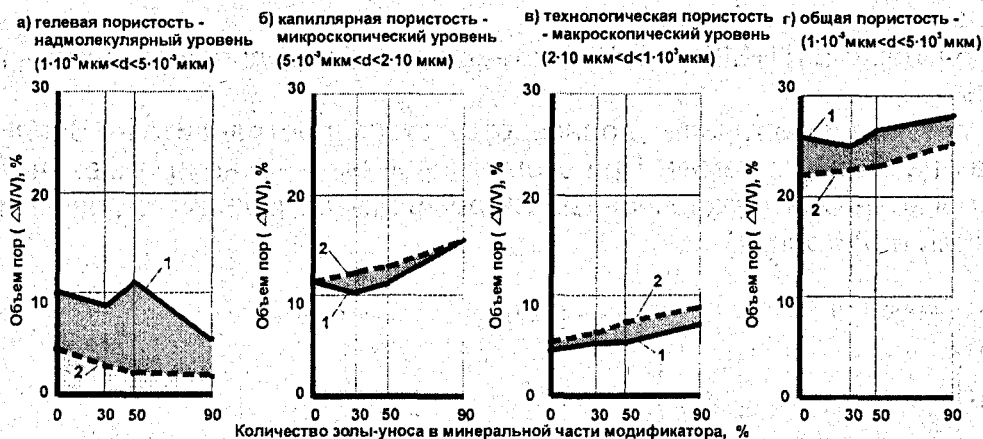


Рис. 2.

Влияние моттава минеральной части модификатора на пористость мелкозернистого бетона

1 – $V/(Ц + МБ) = 0,18$; 2 – $V/(Ц + МБ) = 0,14$.

Данные, приведенные на рис. 2, показывают, что с повышением доли ЗУ в составе минеральной части модификатора, объем гелевых пор уменьшается. Это согласуется с соответственным снижением относительного содержания CSH(I) на рис. 1 и подтверждает известное представление о том, что объем гелевых пор отражает количество высокодисперсных гидратов типа CSH(I).

Тенденция изменения объемов микро- и макрокапиллярных, а также технологических пор обратная: с повышением доли ЗУ в минеральной части модификатора наблюдается увеличение объема этих пор, ответственных в значительной степени за проницаемость. Очевидно, что увеличение объема капиллярных пор связано с повышенным содержанием гидросиликатов типа CSH(II), вызванного заменой ультрадисперсного микронаполнителя (МК) грубодисперсным (ЗУ). Однако, обратим внимание на то, что объемы пор разного уровня дисперсности (гелевых, капиллярных, технологических) в образцах, приготовленных с модификаторами, в которых МК в количестве до 50 % замещен золой-уноса, сопоставимы.

Это дает основание предположить, что модификаторы, минеральная часть которых состоит только из МК или смеси МК и ЗУ в соотношении 70:30 или 50:50 могут практически одинаково влиять на свойства бетона.

Вышеуказанные закономерности изменения параметров структуры высокопрочного мелкозернистого бетона в зависимости от соотношения между МК и ЗУ в составе модификаторов обсуждались и ранее [10] и нашли подтверждение при дальнейшем исследовании тяжелого бетона с крупным заполнителем. В табл. 3 показано влияние соотношения МК:ЗУ на основные параметры бетона одинакового состава.

На рис. 3 оно выражено степенью эффективности различных модификаторов, которая определялась по относительному (в %) изменению каждого из интересующих нас параметров. (В качестве контрольного образца использован бетон с модификатором, содержащим в минеральной части только МК, т.е. без ЗУ).

Отметим, что при замещении до 50 % МК на ЗУ прочность, проницаемость и морозостойкость практически не отличается от тех же характеристик бетона, в котором содержится модификатор только с МК. С увеличением доли ЗУ от 50 % до 90 % бетон становится более проницаемым, менее прочным и морозостойким, что в полной мере можно объяснить изменениями его фазового состава и поровой структуры.

Таблица 3.

Прочность, проницаемость и морозостойкость бетонов одинакового состава с различными марками модификатора*

Марка модификатора	Количество золы-уноса в составе минеральной части, %	Прочность			Проницаемость по ГОСТ 12730.5-84			Морозостойкость		
		прочность при сжатии в 28 суток норм. хранения		класс бетона по прочности, В	сопротивление бетона прониканию воздуха, тс		марка бетона по водонепроницаемости, W	прочность бетона после 35 циклов замораживания и оттаивания по 3-му методу ГОСТ 160.2-95,		марка бетона по морозостойкости, F
		МПа	%		сек/см ³	%		МПа	%	
МБ 10-01	0	80,6	100	B60	148,7	100	>W20	78,9	100	F1000
МБ 10-30С	30	82,3	102	B60	149,0	100	>W20	78,2	99	F1000
МБ 10-50С	50	79,5	99	B60	142,8	96	>W20	75,6	96	F1000
МБ 10-100С	90	67,0	83	B50	126,4	85	W20	57,6	73	F600

* Состав бетонных смесей, имевших подвижность (ОК) в диапазоне 18-20 см и объем выделившегося газа в диапазоне 3,5-4,0 %, цемент = 500 кг/м³, МБ = 50 кг/м³, песок = 600 кг/м³, щебень = 1100 кг/м³, вода = 150 л/м³, КЭ 30-04 = 0,5 кг/м³.

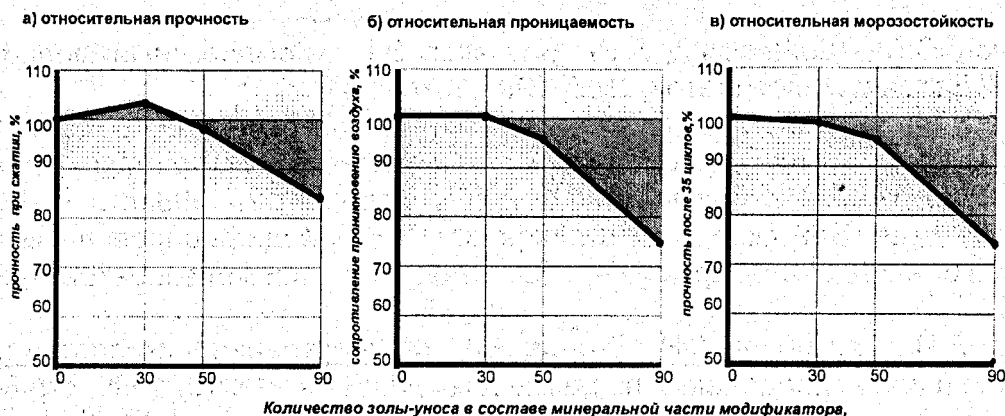


Рис. 3.

Степень эффективности модификаторов с различным составом минеральной части по влиянию на прочность, проницаемость и морозостойкость бетона одинакового состава

Очевидно, 50 % ЗУ в составе модификатора является своеобразным «порогом», превышение которого существенно ухудшает (в сравнении с модификатором, содержащим только МК) основные характеристики бетона, особенно морозостойкость.

4. Выводы

1. Эффективность органо-минерального модификатора бетона, органическая часть которого представлена суперпластификатором и регулятором твердения, а минеральная часть состоит из микрокремнезема или смеси микрокремнезема с золой-уноса, зависит от соотношения МК:ЗУ.
2. Соотношение между микрокремнеземом и золой-уноса в составе модификатора влияет на фазовый состав и структуру цементного камня и, соответственно, на свойства бетона.

Установлено, что с повышением доли золы-уноса сокращается содержание высокодисперсных и прочных низкоосновных гидросиликатов типа CSH(I) и, наоборот, увеличивается содержание сравнительно грубодисперсных и менее прочных кристаллогидратов типа CSH(II).

Повышение доли золы-уноса приводит к изменению баланса между порами разной степени дисперсности в структуре цементного камня – к уменьшению объема гелевых и увеличению объема микро- и макрокапиллярных пор.

3. Замена до 50% дефицитного микрокремнезема на более доступную золу-уноса несущественно отражается на эффективности органо-минеральной композиции. При этом возможно получать бетоны с сопоставимыми характеристиками (прочностью, проницаемостью, морозостойкостью). Соотношение МК:ЗУ=50:50 в составе модификатора, очевидно, является «порогом эффективности» материала, изменение которого в сторону увеличения доли ЗУ, оказывает ощутимое негативное влияние на основные характеристики бетона, особенно на морозостойкость.
4. Замена до 50% микрокремнезема на золу-уноса позволяет расширить сырьевую базу производства высокоэффективных модификаторов серии «МБ», уменьшив, при этом, их стоимость.

ЛИТЕРАТУРА

1. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Батраков В.Г. «Комплексный модификатор МБ-01» // Бетон и железобетон, № 5, 1997, стр.38-41.
2. Смирнов Н.В., Антонов Е.А., Дмитриев А.И. и др. «Перспективы применения бетонов с высокими эксплуатационными свойствами в отечественном транспортном строительстве» // Транспортное строительство, № 12, 1998, стр.16-18.
3. Каприелов С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. «Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива». // Бетон и железобетон № 6, 1999, стр.6-10.
4. Бетехтин В.И., Бахтибаев А.Н., Егоров Е.А. «Концентрация микропор в цементном камне и их распределение по размерам» // Цемент, № 10, 1989, стр.8-10.
5. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Силина Е.С., Жигулев Н.Ф., Бoryгин С.Т. «Высокопрочные бетоны повышенной морозостойкости с органо-минеральным модификатором» // Транспортное строительство, № 11, 2000, стр.24-27.
6. Мчедлов-Петросян О.П. «Химия неорганических строительных материалов» // М., Стройиздат, 1988, стр.163.
7. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кривобородов Ю.Р. «Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона» // Бетон и железобетон, № 7, 1992, стр.4-7.
8. R.Detwiler, P.K.Mehta. "Chemical and Physical Effects of Silica Fume on the Mechanical Behavior of Concrete". ACI Materials Journal, 1989, Nov-Dec., pp.609-614.
9. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. «Добавки в бетон» // М., Стройиздат, 1989, стр.36.
10. S.Kaprielov, A.Sheinfeld " Influence of Silica Fume / Fly Ash / Superplasticizer Combinations in Powder-Like Complex Modifiers on Cement Paste Porosity and Concrete Properties" // 6-th CANMET/ACI Int. Conf. on Superplasticizers and other Chem. Admixtures in Concrete. Nice, France, oct.2000, Proceedings, p.p.383-400.

НОВЫЕ НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ ПО НАПРЯГАЮЩЕМУ ЦЕМЕНТУ И НАПРЯГАЮЩЕМУ БЕТОНУ

1. Современное состояние стандартизации цемента.

Широкое развитие экономических связей на международном уровне, возрастающие требования к качеству продукции, ее безопасности и экологичности, унифицированный подход к обеспечению качества путем создания систем качества по ISO 9000 и их сертификация требуют коренного пересмотра методов и практики стандартизации цемента [1]. Такой пересмотр уже реально осуществляется в европейских странах и включает унификацию методов испытаний и технических требований к цементам, а также развитие единого подхода к оценке соответствия качества конкретной продукции требованиям стандарта. Указанные требования формализуются в виде Европейских стандартов (EN). Уже несколько лет действуют 8 стандартов серии EN 196 «Цементы. Методы испытаний цемента». В сентябре 2000 г. технический комитет CEN/TC 51 уже принял постоянные стандарты EN 197-1 «Цементы. Состав и сертификация» и EN 197-2 «Цементы. Оценка конформности», которые в странах-членах Европейского экономического сообщества (ЕЭС) начнут действовать с апреля 2001 г. Большинство европейских стран, даже не входящих в ЕЭС (для последних стандарты, принятые CEN, являются обязательными), присоединились к стандартам EN. Существенным вкладом в этот процесс стал отказ Великобритании от национального стандарта BS 4550 и присоединение к европейскому стандарту. Учитывая, что этот стандарт применяли также многие страны – члены Британского содружества, следует ожидать введения европейских стандартов и в этих странах. В дальнейшем предполагается принятие унифицированного метода испытаний по стандарту ISO/CEN также в США, где предпосылкой к этому является отказ от национальной системы единиц PSI (фунт на квадратный дюйм) и переход на международную систему СИ. Внедрение EN по цементу в Литве, а конкретно в АО «Акмянас цементас», производящего цемент по ГОСТ 10178, начато в 1994 г. и уже почти завершено. В Болгарии введены как национальные стандарты все EN в области цемента, извести и гипса. Такая же работа начата и в России, и в Беларуси, однако в связи с плохим финансированием осуществляется недопустимо медленными темпами. Гармонизация национальных норм с европейскими нормами дорого, но неизбежно.

Цемент является одним из тех немногочисленных продуктов, основные показатели качества которого – прочность на сжатие, растяжение при изгибе, равномерность изменения объема, сроки схватывания и др. – не могут быть непосредственно измерены путем испытаний самого материала. Непосредственными испытаниями могут быть оценены лишь химические показатели, содержание активных минеральных добавок, эффективная активность естественных радионуклидов и некоторые другие. Показатели первой группы могут быть оценены лишь после изготовления из цемента определенных стандартных образцов и их последующего испытания. Отсюда следуют два принципиальных вывода:

1. Результаты испытаний напрямую зависят от метода изготовления и испытания образцов. Применительно к цементу при определении прочности это вид стандартного песка, соотношение цемент : песок и цемент : вода, процедуры перемешивания, формования и хранения образцов, их размеры, температура хранения и др. Очевидно, что процедура изготовления образцов должна быть регламентирована.

вана в стандарте как можно более строго. Различающиеся процедуры изготовления образцов обуславливают получение различных и в общем трудно сопоставимых результатов оценки качества цемента.

2. Разнообразие факторов, влияющих на результаты испытаний изготовленных из цемента образцов, и невозможность непосредственной оценки качества цемента без превращения его в другой материал требуют развития принципиально нового понимания качества цемента.

Одна из указанных трудностей содержательной и сопоставимой оценки качества цемента – зависимость результата от метода испытаний – в значительной степени преодолевается в случае унификации методов испытаний. Насколько актуальна такая унификация, видно из табл. 1, в которой сопоставлены методы испытаний цемента, принятые в различных странах мира.

Таблица 1 [2]

Показатели	Страна, организация					
	Россия, СНГ	ЕЭС	США	Япония	Китай	Великобритания*
Ц/П	1 : 3,00	1 : 3,00	1 : 2,75	1 : 2,00	1 : 2,50	1 : 3,00
Тип песка	Монофракционный	Полифракционный	Двухфракционный	Монофракционный	Двухфракционный	Монофракционный
Размер зерен песка, мм	0,50 – 0,90	0,08 – 2,00	0,15 – 0,60	0,10 – 0,30	0,25 – 0,65	0,60 – 0,85
В/Ц	0,400	0,500	0,485	0,650	0,440	0,400
Способ уплотнения	Виброплощадка	Встряивающий стол	Штыкование	Штыкование	Виброплощадка	Виброплощадка (12 тыс. об/мин)
Форма образцов	Балочки (40×40×160 мм)	Балочки (40×40×160 мм)	Кубы (50 мм)	Балочки (40×40×160 мм)	Балочки (40×40×160 мм)	Кубы (7,07 мм)

* Стандарт Великобритании на методы испытаний цемента BS 4550, часть 3, в настоящее время унифицирован с европейским стандартом EN 196 – 1

Актуальной является задача сопоставления качества цемента, определенного разными методами. Попытки установить взаимно однозначное соответствие между активностью цемента по ГОСТ 310.4 и ИСО 679 (EN 196–1) предпринимались по меньшей мере дважды. Первый раз – в рамках Постоянной комиссии по стандартизации в строительстве СЭВ в 70-х годах с целью унификации стандартов стран-членов СЭВ, использовавших разные методы испытаний цементов. Повторно эта работа была выполнена в 90-х годах в фирме «Цемискон» (Россия) для обоснования необходимости унификации российских стандартов с европейскими. Проводили параллельные испытания по ГОСТ 310.4–81 и EN 196-1 всех проб цемента, поступивших в испытательный центр фирмы «Цемискон» на сертификационные испытания. Были обработаны результаты испытаний 132 проб цемента в возрасте 2 суток и 150 проб в возрасте 28 суток. Для испытаний по EN 196-1 применяли только сертифицированные европейские пески. Ниже приведу результаты этих испытаний, опубликованные авторами [3].

Для испытаний в возрасте как 2 суток, так и 28 суток, получены коэффициенты корреляции для прочностей, определенных разными методами: $\rho = 0,81$. Среднее значение для прочности в возрасте 2 суток, определенное по ГОСТ 310.4, составило 22,7, по EN 196-1 – 15,9 МПа, в возрасте 28 суток – соответственно 51,7 и 48,4 МПа, т.е. в возрасте 2 суток прочности значительно различаются, в то время как в возрас-

те 28 суток в среднем относительно близки. Остаточная дисперсия $S_{ост}^2 = (1 - \rho^2) \cdot S^2$, зависящая не от свойств цемента, а от стохастических факторов, главным образом от методов испытаний, в обоих случаях составляла 0,34 от полной дисперсии. Отношение результатов испытаний $R_{EN196-1}^{28} / R_{ГОСТ310.4-81}^{28}$ для различных цементов изменялось от 0,7 до 1,1, а $R_{EN196-1}^2 / R_{ГОСТ310.4-81}^2$ – от 0,6 до 1,0, так что прямое приравнивание марки по ГОСТ 310.4 к какому-либо классу по EN 196-1 или наоборот невозможно.

Изложенное позволяет сделать однозначный вывод – унификация методов испытаний цемента на международном уровне становится неизбежной необходимостью.

Исторически сложившееся разнообразие используемых методов испытаний цемента привело к включению в стандарты разных стран практически несопоставимых требований к качеству цемента. Далее проанализирую в основном требования к прочности по данным авторов [2]. Например, нормативные требования к прочности цемента в возрасте 28 суток в японском стандарте находятся в пределах 30..35 МПа, а в китайском – 41,7÷71,1 МПа. При этом по фактическому качеству, проявляемому при изготовлении бетона, японский цемент заведомо не уступает китайскому.

Даже для наиболее распространенных общестроительных цементов средних марок (классов) прочности установленные стандартами нормативные сроки испытаний существенно различаются:

- в СНГ: (ПЦ 400, 500) – 28 суток;
- в Европе: класс 32,5R и 42,5 – 2 и 28 суток; класс 32,5 – 7 и 28 суток;
- в США: (ПЦ тип 1) – 3 и 7 суток;
- в Японии (ПЦ 300) – 3, 7 и 28 суток.

Столь несопоставимые требования к цементам создают существенные трудности при проектировании строительных растворов и бетонов, установлении строительных норм и правил, контроле качества цемента и оценке его соответствия стандартам, а также в международной торговле. Привлекаемая к строительству, например, в Беларуси иносфирма вынуждена переходить от привычных ей стандартов на цемент и методов проектирования бетонов к другим, незнакомым, что неизбежно отражается на эффективности и качестве работ. То же относится и к нашим фирмам, работающим за рубежом.

Предприятиям, поставляющим цемент одновременно на внутренний и на внешний рынок, приходится использовать различные методы испытаний и нормативные требования для этих поставок, причем вынуждено изменяются технологические приемы обеспечения качества и система производственного контроля. Такая ситуация с января 2001 года возникла на цементном заводе (г.п. Красносельский), осуществляющем поставки цемента в Литву. Основной задачей являлось освоение новых методов испытаний по стандартам серии EN 196. Это означало оборудование новой лаборатории, так как большинство методов испытаний, как указывалось выше, отличается от методов испытаний по ГОСТ. Оборудование такой лаборатории заводу стоило около 130 тыс. долларов США. Очевидно, что дорого будет стоить и апробация работы лаборатории. Постоянный контроль за работой лаборатории будут проводить эксперты страны, в которую экспортируется белорусский цемент. Необходимым условием признания результатов лаборатории является ежегодное участие в лабораторных сравнительных испытаниях с лабораториями стран ЕЭО.

Таким образом, существенный прогресс в производстве и применении цемента возможен только при полной унификации на международном уровне методов и сроков испытаний, а также нормативных требований к цементам.

Для стран СНГ неотложными задачами являются скорейшее завершение работ по подготовке комплекса новых стандартов, гармонизированных или унифицированных с европейскими, и их введение взамен действующих.

В настоящее время в России разрабатывается стандарт по цементу¹, унифицированный с EN 196-1. Вопросы стандартизации специальных процедур для проверки соответствия качества цемента, выпускаемого конкретным предприятием, требованиям соответствующей нормативной документации (стандарта, контракта на поставку) проработаны в новом стандарте СНГ ГОСТ 30515, который в основном гармонизирован с EN 197-2, однако уступает последнему по разработке требований к внешнему контролю качества.

2. Новые государственные стандарты РБ «Цемент напрягающий. Технические условия» и «Бетон на напрягающем цементе. Технические условия».

Указанные СТБ разработаны в рамках «Программы технического нормирования и стандартизации Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь» в соответствии с новой системой технического нормирования и стандартизации в строительстве и общими требованиями к разработке стандартов, представленными в СТБ 1.2–96 и СТБ 1.5–96.

Целью разработки стандартов являлась реализация программы создания национального комплекса нормативно-технических документов в области строительства.

Задачами разработки стандартов являлись: установление технических требований к цементу напрягающему и бетону на напрягающем цементе, гармонизированных с требованиями международных и межгосударственных стандартов и направленных на повышение качества строительства, трещиностойкости, водонепроницаемости, морозостойкости и долговечности железобетонных конструкций.

При разработке стандартов были использованы результаты обобщения обширных научных исследований, выполненных как в Беларуси, так и за рубежом.

СТБ «Цемент напрягающий. Технические условия» состоит из 10 разделов.

В 1-м разделе определена область применения стандарта; во 2-м разделе приведен перечень нормативных документов, на которые сделаны ссылки в тексте СТБ; в 3-м разделе указаны принятые в стандарте определения; 4-й раздел содержит классификацию напрягающих цементов (НЦ) на марки по величине самоупрессия и на классы (марки) по прочности при сжатии и условное обозначение цемента; в 5-м разделе (из 17 пунктов) приведены основополагающие характеристики, обеспечивающие требуемый уровень качества НЦ: пределы прочности при сжатии и изгибе в возрасте 2 и 28 суток, линейное расширение, самоупрессия, сроки схватывания, тонкость помола, содержание основных оксидов и др. Указаны общие технические требования к материалам для производства напрягающего цемента; в 6-м разделе «Приемка» уточнены и дополнены положения ГОСТ 30515, с учетом которых следует производить приемку НЦ; 7-й раздел посвящен методам контроля основных показателей качества напрягающего цемента. Наряду с испытаниями НЦ по ГОСТ 310.1–310.4 указан порядок изготовления контрольных образцов и проведения испытаний и вычислений для определения показателей самоупрессия и свободного расширения, приведены рабочие чертежи и описание вспомогательных устройств для измерений деформаций расширения; 8-й раздел содержит требования по упаковке, маркировке, транспортированию и хранению НЦ (по ГОСТ 30515); раздел 9 «Отбор проб для контроля» (по ГОСТ 30515); раздел 10 «Гарантии изготовителя». Таким образом,

¹ На время написания статьи рассматривается 2-я редакция проекта стандарта.

в новом стандарте практически унифицирована с европейскими стандартами классификация цементов, классы прочности, требования к вещественному и химическому составу, равномерности изменения объема. Унифицированы в основном методы оценки уровня качества продукции, в том числе используемые для этой цели критерии конформности.

Однако на данном этапе полная унификация оказалась невозможной в связи с отсутствием испытательного оборудования и полифракционного песка по EN196 местного производства. Кроме того, серьезной проблемой является использование других нормативных документов системы ГОСТ, которые неизбежно действуют в переходном периоде, например, нормативная документация производства бетонов и изделий из них, строительные нормы и правила и т.п.

Методы определения основных свойств цемента по ГОСТ 310.1–310.4 временно сохранены в новом стандарте по указанным выше причинам.

В связи с этим разработанные стандарты необходимо рассматривать как переходные, принимаемые на период, в течение которого сможет быть организовано производство необходимого оборудования и материалов, и будет создан национальный комплекс нормативно-технических документов в области строительства, гармонизированных с европейскими стандартами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Энтин З.Б. Стратегические направления в стандартизации цементов и переход на новые стандарты // XIX Всероссийское совещание-семинар начальников заводских лабораторий цементных заводов: Тез. докл. – М., 1998. – с. 23-31.
2. Энтин З.Б., Нефёдова Л.С., Зельвянская Н.И. Современное состояние стандартизации цементов в российских и зарубежных стандартах // II Международное совещание по химии и технологии цемента: Обзорные докл., Том 2. – М., 2000. – с. 188-127.
3. Энтин З.Б., Нефёдова Л.С., Альбац Б.С. О некоторых аспектах перехода на новые стандарты // Цемент. – 1995. – №1. – с. 22-24.

ЦИТИРУЕМЫЕ СТАНДАРТЫ

- СТБ 1.2 – 96. Государственная система стандартизации Республики Беларусь. Порядок разработки и утверждения стандартов.
- СТБ 1.5 – 96. Государственная система стандартизации Республики Беларусь. Требования к построению, изложению, оформлению и содержанию стандартов.
- ГОСТ 310.1 «Цементы. Методы испытаний. Общие положения».
- ГОСТ 310.2 «Цементы. Методы определения тонкости помола».
- ГОСТ 310.4 «Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии» (СНГ).
- ГОСТ 10178 «Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия» (СНГ).
- ГОСТ 30515 «Цементы. Общие технические условия» (СНГ).
- EN 196–1 «Цементы. Методы испытаний цементов. Определение прочности» (европейский стандарт).
- EN 197–1 «Цементы. Состав и спецификация» (европейский стандарт).
- EN 197–2 «Цементы. Оценка конформности» (европейский стандарт).
- BS 4550, часть 3. «Цементы. Определение прочности» (Великобритания).

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫХ ШЛАМОВ

Сохранение существующих темпов добычи калийных удобрений обуславливает необходимость складирования на поверхности земли значительных объемов галитовых и шламовых отходов, которых к настоящему времени в солеотвалах накопилось около 520 млн. т и в шламохранилищах - свыше 60 млн.куб.м шламовых отходов, что привело к отчуждению 1470 га сельхозугодий. Складывающаяся экологическая обстановка в Солигорском промрайоне из-за растворения легковыщелачиваемых солевых отходов атмосферными осадками на столь значительных площадях требует разработки оптимальной схемы дальнейшего размещения отходов обогащения с целью минимального изъятия земель и уменьшения риска экологического кризиса. Поэтому рассматривается вариант размещения солеотвалов на отработанных шламохранилищах. Для решения этой задачи необходимо знание физико-механических свойств глинисто-солевых шламов.

Результаты исследований физико-механических свойств глинисто-солевых шламов позволили установить:

1. Глинисто-солевой шлам представляет собой как по гранулометрическому составу (содержание глинистых частиц $> 10\%$), так и по характерным влажностям ($W = 35\div 37\%$, $W_p = 19,5\div 21,7\%$, $W_L = 27\div 29\%$) – суглинок текучий.

2. Сравнение природной влажности ($W = 35\div 37\%$) глинисто-солевых шламов с полной влагоемкостью $W = 36,7\div 36,9\%$ позволяет характеризовать их как полностью насыщенными водой ($S_1 > 0,8$).

3. Полученные значения коэффициента сжимаемости ($C_e = 1,9 \text{ МПа}^{-1}$) и компрессионного модуля деформации глинисто-солевого шлама ($E = 2,44 \text{ МПа}$) позволяют считать его слабым сильносжимаемым грунтом.

4. Угол внутреннего трения φ глинисто-солевых шламов при недренированных испытаниях отсутствует ($\varphi = 0^\circ$) и увеличивается с ростом степени консолидации (для консолидированных испытаний $\varphi = 18^\circ$).

Удельная сила сцепления глинисто-солевого шлама возрастает по мере консолидации грунта в пределах от 5 кПа до 25 кПа.

ПОЛУЧЕНИЕ И СВОЙСТВА РАСШИРЯЮЩИХСЯ И НАПРЯГАЮЩИХ ЦЕМЕНТОВ ИЗ МЕСТНОГО СЫРЬЯ

Для омоноличивания сооружений из сборного и монолитного бетона, создания трехосного самонапряжения, что улучшает работу конструкций на изгиб, известны различные расширяющиеся составы, свойства которых обусловлены в основном образованием гидросульфоалюмината кальция в первые сроки твердения [1–3]. К числу таких составов относится портландцемент, модифицированный сульфоалюминатным клинкером (ССК), полученным из природного и техногенного сырья Республики Беларусь.

Расширяющиеся и напрягающие цементы получали совместным помолом сульфоалюминатного клинкера и портландцемента, ОАО «Красносельскстройматериалы» следующего минералогического состава (масс.%): C_3S – 56,2, C_2S – 21,8, C_3A – 4,56, C_4AF – 14,2.

Применение расширяющихся и напрягающих цемента в известной мере ограничено трудностью регулирования величины расширения, о природе которого высказываются различные мнения [4, 5]. Одно из которых базируется на том, что расширение цементного камня обусловлено развитием осмотического давления, возникающего в процессе гидратации цемента. Измерения осмотического давления, возникающего при твердении исходного портландцемента и портландцемента с сульфоалюминатным клинкером по [6] показало, что оно у исходного портландцемента составляет 0,017–0,051 МПа, а с 10 % сульфоалюминатного клинкера (ССК-1) – 0,25–0,45 МПа. Нами для измерения общих напряжений, сопровождающих твердение цемента, была использована лабораторная установка, схема которой приведена на рис. 1. Она состоит из стального цилиндра (1), разделенного перфорированным диском на две камеры - верхнюю, куда помещался образец, и нижнюю (3), заполняемую водой. На цементный образец накладывалась стальная пластина (2), соединенная с коромыслом рычага (5), при помощи которого давали различные нагрузки (6). Установленные на поверхности пластины индикаторы (4) регистрировали изменение объема цементного теста при твердении. По величине нагрузки, необходимой для приведения объема образца к первоначальной величине и отнесенной к расширению, определяли развивающиеся при твердении напряжения. Опыты показали, что для цементов с 10 % ССК они составляют 1,5–1,6 МПа, а с 25 %–3–8 МПа. Это означает, что расширение происходит главным образом за счет физических сил кристаллизации. По нашему мнению снижение осмотического давления в твердеющем цементе при его пересушке и огрублении структуры в ходе пропаривания приводит к стяжению системы и уменьшению расширения.

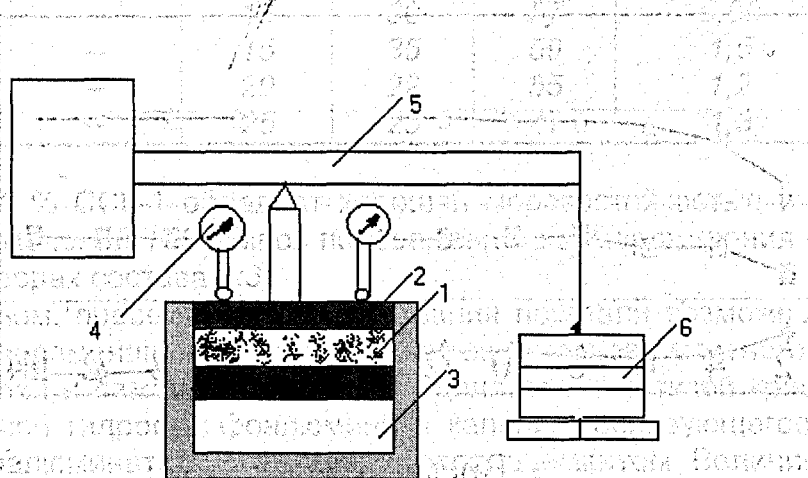


Рис. 1. Схема лабораторной установки для измерения напряжений в процессе твердения цементных образцов

Расширение зависит от условий образования гидросульфоалюмината кальция, определяемых пересыщениями в жидкой фазе и свойствами среды, в которой он кристаллизуется. При больших пересыщениях и достаточном количестве извести, как показано в работе [7], гидросульфоалюминат кальция выделяется в мелкокри-

сталлическом пучкообразном виде. При снижении пересыщений, как например, при уменьшении дозировок ССК и увеличении В/Т гидросульфоалюминат кальция кристаллизуется в виде длинных игл, которые прокалывают новообразования, не вызывая напряжения. Измерения кинетики нарастания прочности и деформаций при твердении портландцементных суспензий с различным количеством ССК разного состава, показало, что, если гидросульфоалюминат кальция образуется сразу же после затворения ССК-1, когда пересыщения невелики и количество микроучастков с жесткой кристаллической структурой мало, то расширение имеет небольшое значение (рис. 2). Большие количества гидросульфоалюмината кальция в присутствии ССК-2 образуются позже, когда сопротивление уже сформированной структуры цементного камня больше и пересыщение выше, кристаллизация гидросульфоалюмината кальция происходит в виде мелких кристаллов, вызывающих расширение.

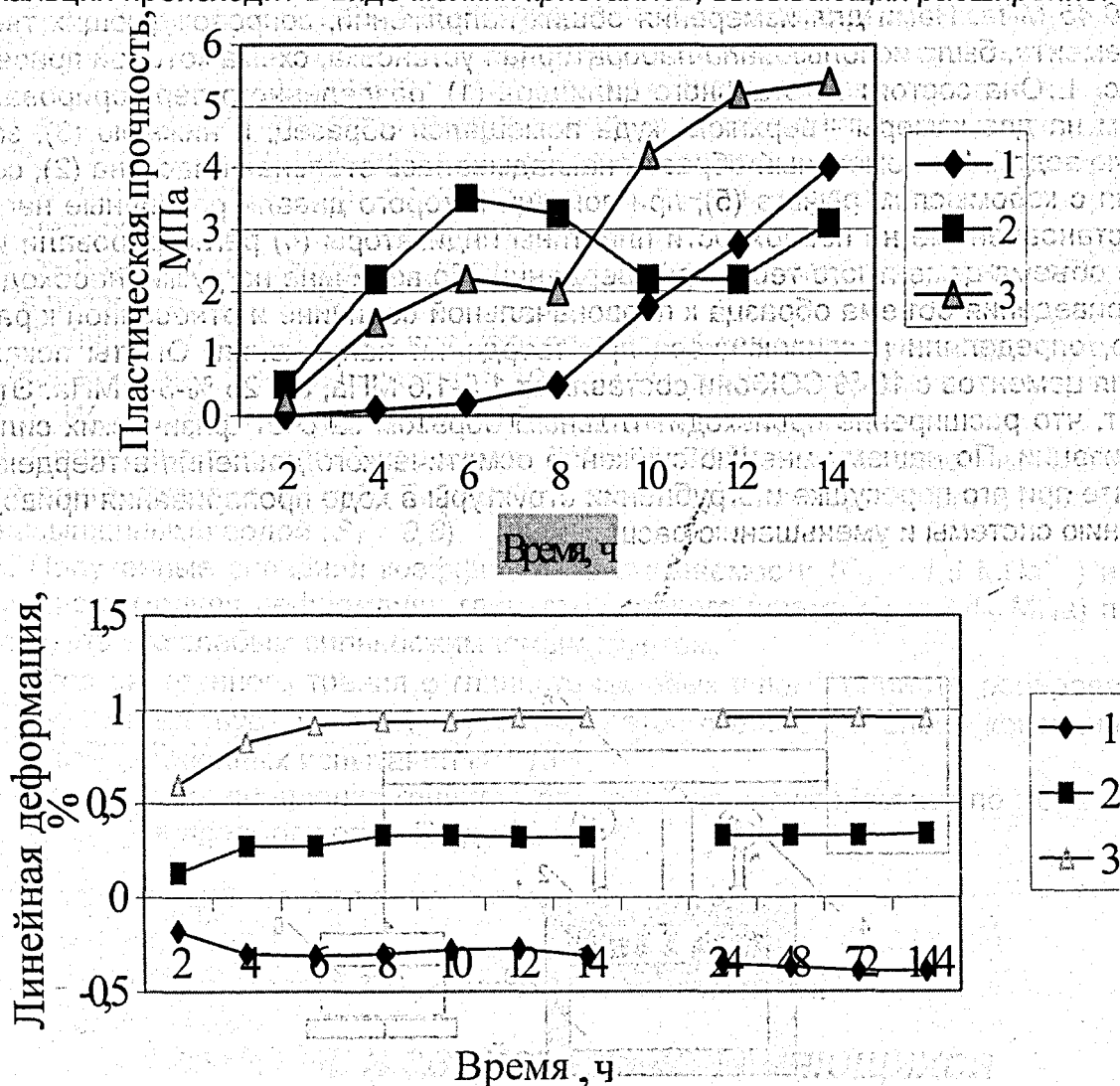


Рис. 2. Изменение пластической прочности и линейных деформаций цементной суспензии с 10 % ССК. 1- исходит портландцемент, 2- портландцемент с ССК-1, 3- портландцемент с ССК-2.

Введение ПАВ, например ССБ, способствующих более длительному сохранению подвижности цементного теста, снижает величину расширения, так как гидросульфоалюминат кальция в этом случае образуется в системе, еще не имеющей;

достаточной жесткости. Подобным образом влияет и увеличение водо-твердого отношения, способствующее снижению пересыщений и увеличению пористости и соответственно релаксаций вредных напряжений.

Исследование физико-механических свойств расширяющихся цементов показало, что введение 10..15% добавки ССК обеспечивает получение быстротвердеющего расширяющегося и самоупражняющегося цемента (табл. 1), свойства которого можно регулировать.

Добавки ССК-2 в количестве 10 % обеспечивает получение водонепроницаемого состава как в растворах с песком, так и в бетонах. В возрасте 6 часов растворные образцы пластической консистенции состава 1:3 выдерживали давление в 0,05 МПа, а через 3 суток – 0,2 МПа, в то время как контрольные образцы через 6 часов разрушались, а к 3 суткам фильтровали воду при 0,05 МПа. Бетонные образцы на цементе с 10 % ССК-1 и его расходе 300 кг/м³ и В/Ц = 0,58 в месячном возрасте при 1 МПа не показывали фильтрации воды, контрольные образцы выдерживали 0,6 МПа. Определение скорости фильтрации на фильтрационном приборе Ф-1М для грунтов показало, что фильтрация у пластичных растворов 1:5 в двухсуточном возрасте уменьшалась в два раза, по сравнению с контрольными образцами.

Таблица 1.

*Влияние количества добавки ССК
на физико-механические свойства цементного камня*

Состав цемента, мас. %			Прочность при сжатии, МПа в возрасте, сут.		Линейное расширение, в возрасте 28 суток, %	Самонапряжение в возрасте 28 суток, МПа
Портландцементный клинкер	Гипсовый камень	ССК	2	28		
96	4	—	19,9	50	—	—
90	—	10	26	52	0,25	3,0
87	—	13	30	57	0,80	4,12
85	—	15	35	59	1,5	4,51
80	—	20	22	55	1,2	4,30
75	—	25	23	47	1,3	4,34

Цемент с 10 % ССК-1 обладает хорошей морозостойкостью и выдержал без существенных изменений 100 циклов попеременного замораживания и оттаивания в пластичных растворах состава 1:3.

Таким образом, проведенные исследования показали возможность получения расширяющихся и самоупражняющихся цементов на основе местного сырья РБ. Величина расширения и самоупражнения определяется кинетикой кристаллизации, а также морфологией гидросульфоалюмината кальция, образующегося при взаимодействии сульфоалюминатной добавки с портландцементом. Величину расширения и самоупражнения можно регулировать видом добавки, В/Т и введением ПАВ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кривобородов Ю.Р., Лютикова Т.А. Сульфоалюминатные цементы // Цемент. – 1993. -№5-6. –С. 57-60.
2. Атакузиев Э.Т. Смешанный сульфоалюминатно-алюминатный цемент // Химическая промышленность. –1999. -№ 10. -С. 21-24.
3. Габададзе Т.Г., Суладзе И.Ш. Безусадочные расширяющиеся и напрягающие цементы // Цемент. –1988. -№ 2. -С. 22-23.

4. Кравченко И.В. Расширяющиеся цементы. —М.: Госстройиздат, 1962. —218 с.
5. Кузнецова Т.В. Алюмосиликатные и сульфоалюминатные цементы. —М.: Стройиздат, 1986. —208 с.
6. Якуб Т.Ю. Расширяющиеся портландцементы и пути излучения их качества: Автореф. дис. ... канд.тех.наук:05.17.11/ Моск.ин-т.транспорта. —М., 1965.— 19с.
7. Глэкель Ф.Л., Куницкая Т.С. Расширяющийся цемент на основе портландцемента и алуниита. // Технология и свойства специальных цементов. —М.: Стройиздат, 1967, —С. 305-312.

УДК 69.003:658.012

Лопаткин П.Е.

МЕТОДИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ СБАЛАНСИРОВАННОСТИ ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ ПРОГРАММЫ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОРГАНИЗАЦИИ С ЕЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ МОЩНОСТЬЮ

Основным направлением развития строительного производства в современных рыночных условиях является его интенсификация на базе более полного и рационального использования мощностей и ресурсов строительных организаций. В этих условиях на первый план ставится задача практической реализации такой схемы воспроизводства, при которой создание новых или расширение действующих производственных мощностей будет осуществляться лишь в том случае, если исчерпаны или по объективным причинам отсутствуют возможности выполнения принятых на себя по контрактам (договорам) объемов работ за счет повышения эффективности функционирования существующих производственных мощностей.

Программу строительного производства следует устанавливать на основе объективной оценки производственной мощности строительной организации с учетом ее реально возможного прироста и расчетного уровня использования. Нарушение этого принципа может привести в одних случаях к невыполнению принятых на себя объемов работ и обязательств, а в других случаях — к снижению уровня использования имеющейся производственной мощности строительной организации, вследствие чего ухудшатся технико-экономические показатели ее производственно-хозяйственной деятельности.

В этой связи при различных вариантах сбалансированности планируемого объема работ с производственной мощностью строительной организации, эксплуатационный уровень использования ее мощности может варьироваться в следующих пределах

$$1 \leq M_{\text{ЭК}} \leq 1 \tag{1}$$

В целях повышения надежности строительной организации в качестве критерия сбалансированности планируемой производственной программой с имеющимися мощностями строительной организации должно быть принято не значение $M_{\text{ЭК}} = 1$, а интервал экономически целесообразной загрузки

$$(1 - a) \leq M_{\text{ЭК}} \leq (1 + b), \tag{2}$$

где a и b — коэффициенты, отражающие допустимую, соответственно, недозагрузку и дефицит мощности.

В методическом плане сбалансированность производственной мощности строительной организации с материально-финансовыми и производственными ре-

курсами с помощью основных технико-экономических показателей представлены на рис. 1.

При всей кажущейся простоте такого подхода сбалансированности производственной программы строительной организации с ее мощностью на практике решение подобной задачи вызывает порой большие трудности. Дело в том, что до сих пор не выработана единая методика, как расчета производственной мощности строительной организации, так и подсчета планируемого объема работ, хотя предложений, рекомендаций и исследований на этот счет имеется много.

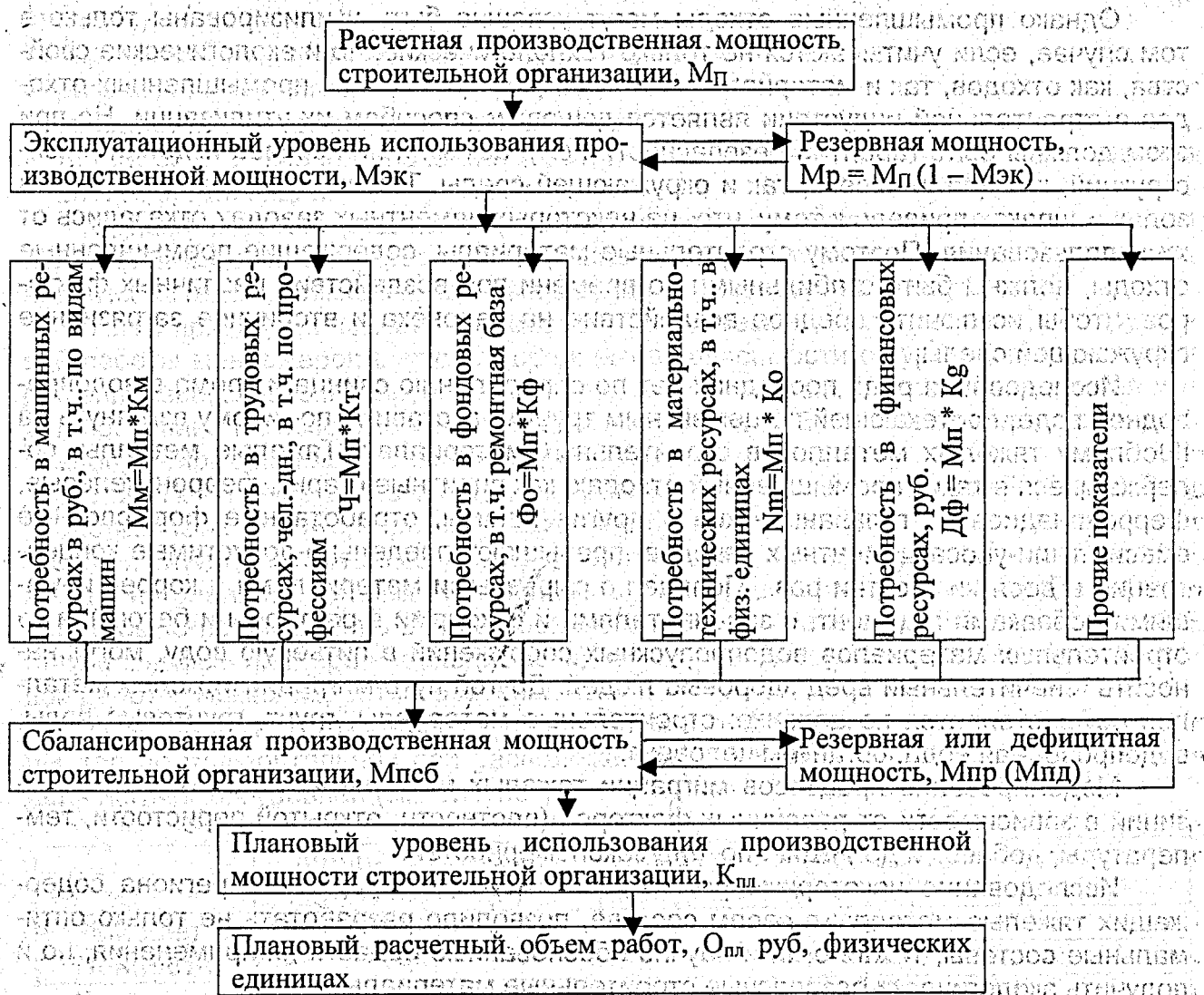


Рис. 1.

Схема сбалансирования производственной мощности строительной организации с плановыми объемами работ и необходимыми ресурсами

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ С ПРОМЫШЛЕННЫМИ ОТХОДАМИ В ЭКОЛОГИЧЕСКОМ АСПЕКТЕ

Использование в производстве строительных материалов промышленных отходов носит комплексный характер: экономический, экологический и социальный.

Однако промышленные отходы могут успешно быть утилизированы только в том случае, если учитываются не только технологические, но и экологические свойства, как отходов, так и материалов на их основе. Применение промышленных отходов в строительной индустрии является дешевым способом их утилизации. Но при этом должны быть гарантии безопасности получаемых на их основе изделий и конструкций, как для человека, так и окружающей среды. Так высокие значения ЕРН в золах и шлаках привело к тому, что на некоторых цементных заводах отказались от их использования. Поэтому строительные материалы, содержащие промышленные отходы, должны быть стабильными во времени при воздействии различных факторов, чтобы исключить вредное воздействие на человека и вторичное загрязнение окружающей среды.

Исследования ряда последних лет по определению свинца и хрома в водопроводной воде, протекающей по цементным трубам, заставило по-иному взглянуть на проблему тяжелых металлов в строительных материалах. Тяжелые металлы, содержащиеся в таких промышленных отходах, как пиритные огарки, ферроникелевые, феррованадиевые, гальванические и другие шламы, отработанные формовочные смеси, пыли-уноса цементных заводов, превышают предельно-допустимые концентрации в десятки и сотни раз. Попадая с сырьевыми материалами и корректирующими добавками в цемент, с заполнителями и отходами в растворы и бетоны, а из строительных материалов водопропускных сооружений в питьевую воду, могут наносить значительный вред здоровью людей. Другой путь миграции тяжелых металлов осуществляется по цепочке: строительные материалы, грунт, грунтовые воды, водопроводная вода, организм человека.

Моделирование процессов миграции тяжелых металлов из цементных композиций в зависимости от различных факторов (плотности, открытой пористости, температуры, добавок и др.) выявило ряд закономерностей.

Исследование некоторых промышленных отходов, Брянского региона содержащих тяжелые металлы в своем составе, позволило разработать не только оптимальные составы, технологии и научно-обоснованные области их применения, но и получить экологически безопасные строительные материалы.

СИСТЕМНАЯ МОДЕЛЬ СТРАТЕГИЧЕСКОГО ПЛАНИРОВАНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ОРГАНИЗАЦИИ

Динамичный процесс стратегического планирования является тем зонтиком, под которым укрываются все управленческие функции. Не используя преимущества стратегического планирования, организация в целом и отдельные сотрудники будут лишены четкого способа оценки цели или направления корпоративного предприятия.

Процесс стратегического планирования также обеспечивает основу для управления членами организации.

Стратегическое планирование представляет собой набор действий и решений, предпринятых руководством, которые ведут к разработке специфических стратегий, предназначенных для того, чтобы помочь организации достичь своих целей. Прежде всего, стратегия большей частью формируется и разрабатывается высшим руководством, но ее реализация предусматривает участие всех уровней управления.

В общем, процесс стратегического планирования включает в себя следующие этапы:

- определение сферы деятельности и миссии организации,
- разработка ее долгосрочных и краткосрочных целей,
- разработка стратегии организации,
- мониторинг и корректирование стратегического плана в связи с изменениями внутри организации.

Однако способы реализации данных этапов зависят от методов, которыми пользуется консультант, проводящий данный вид работ, хотя в идеале использование этих методов должно приводить к сходному, достоверному результату.

Ниже приведена пошаговая модель стратегического планирования, как групповой работы менеджеров высшего (среднего в зависимости от уровня принимаемых решений) звена, фасилитируемая внешним консультантом. Методически данная модель основана на использовании макромоделей: SCORE, Логических уровней и системного Нейро-лингвистического программирования.

Работа начинается со вступительной мини-лекции консультанта, в которой он представляет себя и программу семинара. Допускается также резюмирование настоящей ситуации в организации. Предпочтительно, чтобы данное резюме было основано на реальных данных, полученных в ходе предварительного сбора информации, и было представлено в метафорической форме. Далее, после знакомства участников, выяснения (при необходимости) их ожиданий и установления норм групповой работы, можно перейти к основной части.

Основная часть строится на заполнении вспомогательной двухмерной матрицы, где по горизонтальной оси расположена модель SCORE, по вертикальной — модель логических уровней (см. рисунок)

	Причины (C)	Симптомы (S)	Стратегии Ресурсы (R)	Результаты (O)	Эффекты (E)
Миссия					
Ценности					
Стратегии					
Деятельность					
Контекст					

Рисунок. Вспомогательная матрица стратегического планирования

Первый шаг: Определение нынешнего состояния организации (Symptom - симптом) на каждом из уровней

Симптом, как правило, самые заметные и осознанные аспекты настоящего состояния, например недоразумения и конфликты, связанные с изменениями политики или технологии.

Уровень контекста:

- Что окружает организацию (партнеры, конкуренты, клиенты)?
- Где, когда, в каких внешних условиях (экономических, социально-политических) действует организация?

Уровень деятельности:

- Чем занимается организация сейчас?
- Какие виды деятельности реализует?
- Какие из видов деятельности в настоящее время входят в сферу интересов организации?

Уровень стратегий:

- Какие отличительные свойства присущи организации?
- Как строится ее внутренняя культура?
- На каких эффективных и неэффективных внутренних стратегиях строится деятельность организации?

Уровень разделяемых организационных ценностей:

- Во что верят члены организации?
- Что действительно важно и ценно для организации?

Уровень идентификации и миссии организации:

- Зачем и для кого существует организация?
- Какая основная цель ее существования?
- Что такое организация есть сейчас?
- Частью, какой большей системы является организация?

Второй шаг: Референтные факторы. (Causes - причины)

Причины – скрытые элементы, ответственные за возникновение и поддержку симптомов, например негибкие или устаревшие стратегии или ограничивающие убеждения и допущения, которые приводят к конфликтам и недоразумениям.

На данном этапе требуется определить факторы, референтные для каждого уровня. То есть влияние какого фактора определяет изменение либо стабилизацию состояния на каждом уровне?

Из опыта известно, что влияющий фактор для более высокого уровня (миссии, ценностей) автоматически является референтным и для более низких уровней (деятельности, окружения), но не наоборот.

Третий шаг: Исследование истории организации

Данное исследование проводится следующим образом. История организации разбивается на несколько этапов. Отнюдь не обязательным условием является равенство данных этапов по времени длительности, и пропорциональности отдаления от нынешнего времени. Этапы могут представлять собой содержательно различные стадии развития организации. Для каждого из этапов определяется состояние организации в соответствии с моделью логических уровней (см. выше). Допускается менее глубокая проработка каждого из уровней. Например, на уровне миссии или ценностей допустимо использование описаний метафорических образов, символов существовавших организации в этот период.

Важным является акцентирование внимания на повторяющихся и циклично изменяющихся на различных этапах элементах присущих каждому из уровней.

Четвертый шаг: Определение факторов, референтных на различных этапах развития организации. (Causes - причины)

Аналогично шагу 2 проводится определение факторов, важных на каждом из этапов истории развития организации. Далее проводится сравнение полученного результата с факторами, влияющими на нынешнюю ситуацию в организации. В дальнейшем рассматриваются только факторы, влияющие на уровень миссии, ценно-

стей, стратегий организации. При необходимости производится экспертная оценка и ранжирование факторов по уровню значимости на каждом уровне для исключения случайных и незначительно влияющих на общее развитие ситуации факторов.

Дополнительно эти факторы можно отнести к следующим категориям:

Побудительные:

Факторы, события, решения, ситуации в прошлом, которые привели организацию к нынешнему состоянию?

Удерживающие:

Что сейчас удерживает организацию от изменения?

Какие взаимосвязи с окружением стабилизируют нынешнее состояние?

Конечные:

Какие возможные ситуации в будущем оставляют организацию в настоящем состоянии?

Какие будущие события влияют на организацию?

Формальные:

Какие мы делаем важные предположения об организации?

Что мы понимаем под организацией?

Пятый шаг: Определение «Идеальной» организации (Objective - результат)

Результат – конкретная цель или желаемое состояние, которое должно занять место симптомов, вызывая такие изменения как, например, принятие и осуществление новой политики или технологии.

В данном пункте производится поуровневое описание будущего состояния той организации, для которой проводится планирование, в соответствии с моделью шага 1. Для получения более точного и разделяемого результата может проводиться предварительная работа в малых группах, с обязательным объединением результата в одну общую концепцию развития организации. На данном этапе важно абстрагироваться от реально действующих в настоящий момент ограничивающих развитие организации факторов.

Шестой шаг: Определение последствий (Effect - эффекты)

Эффекты – долговременные результаты достижения определенной цели (например, повышение продуктивности, прибыльности, или качества работы), которые ожидаются в результате изменения политики или технологии.

На данном этапе выясняются предположительные последствия приближения организации к поставленной цели. То есть какие последствия (положительные и отрицательные) наступят для конкретных сотрудников и организации в целом, если она достигнет состояния «Идеальной». Осознание положительных последствий является дополнительным мотивирующим фактором изменений, а отрицательных – позволяет заранее скорректировать карту стратегических целей для большей экологичности изменений.

Вопросы, помогающие работать с эффектами:

В чем заключаются положительные эффекты, преимущества и награды, связанные со стратегическими изменениями?

Какие главные корпоративные ценности будут реализованы благодаря таким изменениям?

Будут ли проявляться негативные последствия данных изменений и с чем конкретно они могут быть связаны?

Седьмой шаг: Определение стратегий и ресурсов (Resources - ресурсы)

Ресурсы – скрытые элементы, ответственные за устранение причин симптомов, а также за проявление и обеспечение желаемых результатов, в том числе средства и альтернативы, служащие для передачи и уточнения всех «где», «когда», «что»,

«как», «почему», и «кто», имеющих отношение к изменению, например политики или технологии.

Ресурсы могут определяться по каждому уровню и влиять на изменение симптомов напрямую, либо через изменение референтных факторов. При определении и выборе ресурсов, которые будут использованы и включены в стратегический план, требуется учитывать реальную ситуацию с их наличием, либо отсутствием у организации, сохраняя баланс между обеспеченностью организации требуемыми ресурсами и степенью приближения к «идеальной организации».

Выбор ресурсов находится в системных отношениях взаимозависимости с выбираемыми стратегиями изменения. Составляя портфель стратегий необходимо четко контролировать его обеспеченность ресурсами, как на ближайшее будущее, так и в перспективе. Другими словами портфель стратегий отвечает на вопрос «Как» а ресурсы на вопрос «Что, кто, где и когда необходимо для того, чтобы эти стратегии работали».

Восьмой шаг: Составление генерального стратегического плана

На данном этапе все полученные результаты сводятся в соответствии с принятым типовым стратегическим планом и используются в дальнейшем для мониторинга и корректировки реализации принятых изменений.

Контроль может осуществляться, как по количественным показателям - временной интервал, рост рентабельности, рост числа обслуживаемых клиентов, так и по качественным - расширение рынков сбыта, изменение сфер деятельности, улучшение качества работы.

Стратегический план должен составляться с точки зрения перспективы всей организации, а не конкретного индивида и должен обосновываться обширными исследованиями и фактическими данными. Чтобы эффективно конкурировать в сегодняшнем мире бизнеса, организация должна постоянно заниматься сбором и анализом огромного количества информации об отрасли, рынке, конкуренции и других факторах.

Стратегический план придает организации определенность, индивидуальность, что позволяет ей привлекать определенные типы работников, и, в тоже время, не привлекать работников других типов. Этот план открывает перспективу для организации, которая направляет ее сотрудников, привлекает новых членов и помогает «продавать» изделия и услуги.

Наконец, стратегические планы должны быть разработаны так, чтобы не только оставаться целостными в течение длительного времени, но и быть достаточно гибкими, чтобы при необходимости можно было осуществить его модификацию и переориентацию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Забелин П.В., Моисеева Н.К. Основы стратегического управления. - М.: ИВЦ «Маркетинг», 1998 - 196с.
2. Дилтс Р. Моделирование с помощью НЛП. - СПб: Питер, 2000. - 288с.
3. Дилтс Р. Стратегии гениев. Т.1. - М.: Независимая фирма «Класс», 1998. - 272с.
4. Вриция П. Системное мышление в бизнесе. Материалы семинара от 26-29.03.2001, Москва.
5. Мэскон М.Х. Альберт М. Хедоури Ф. Основы менеджмента. М.: Дело, 1992. - 702 с.
6. Брэддик У. Менеджмент в организации. М.: Инфра-М, 1997. - 344 с.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПОВЫШЕНИЯ КОНЦЕНТРАЦИИ ПОТОКОВ ЭНЕРГИИ В ПОЛИМЕРНЫХ ГРЕЮЩИХ ПРОВОДАХ

В последние годы все большее внимание уделяется вопросам создания и использования высокой концентрации потоков энергии в современных технологиях. Известны многие уникальные разработки, основанные на этих принципах или с частичным их использованием. Например, лазерное и световое излучение, принципы устройства космической связи, солнечных батарей и другие, эффективность которых общеизвестна [2, 6, 8].

Мы попытались, основываясь на этих достижениях, проверить целесообразность концентрации потоков энергии в полимерных греющих проводах, используемых для обогрева полов в помещениях жилищно-гражданского назначения и, тем самым, определить возможность снижения расходов энергии за счет этого.

В современных условиях, чаще всего для устройства обогреваемых полов в помещениях различного назначения применяются электропровода и кабели с металлическим и полимерным композиционным токопроводником и элементом нагрева.

Сопоставляя сложности обеспечения теплоэнергетическими ресурсами в Республике Беларусь с умеренной комфортностью проживания по критерию обеспечения теплом и имеющими научно-технические наработки по использованию греющих проводов [4, 5], мы попытались провести ряд интересных исследований и расчетов по обоснованию затрат, связанных с использованием металлических и полимерных греющих проводов.

Для первого случая опытов были приняты:

- металлический (никель-хром) провод диаметром 1,0 мм сплошного круглого сечения мощностью 15 Вт/м;
- полимерный электропровод такого же диаметра, но состоящего из 24 нитей, свернутых в пучок, мощностью аналогичной металлическому.

Такие провода равной длины 105 м раскладывались с одинаковым шагом (12 см) по виткам на специальном стенде (рис. 1). Полимерный провод, вследствие его высокого электросопротивления и необходимости достижения равных температур, разделялся на заготовки длиной 6,6 м ($105:6,6 = 16$ шт.).

Для определения температуры окружающей среды на провода в средней их части укладывались листы из тонкой жести 0,25 мм. Подготовленные таким образом провода подключались от напряжения 220 В.

В процессе нагрева проводов и воздушной среды (у проводов) осуществлялась регистрация показателей температуры. При этом циклы работы проводов неоднократно повторялись и регистрировались. Их средние значения представлены в табл. 1.

Проведенный анализ этих данных показал, что продолжительность нагрева металлического провода до температуры +60 °С происходило на 50 секунд медленнее в сравнении с полимерным, несмотря на то, что их общие сопротивления и другие показатели были одинаковыми. Аналогично и создаваемая температура в окружающей среде этого проводника была несколько ниже (на 8 °С) в сравнении с полимерным. Ее подъем происходил также чуть медленнее (с отставанием в 100 секунд). По нашему мнению это происходило по той причине, что в полимерном проводнике, состоящем из множества (24÷36 шт.) тонких сгруппированных волокон, создаваемое тепло, помимо выхода на внешнюю поверхность провода, распространялось на внутренний нагрев по каждому из волокон. Именно, вследствие их соприкосновения, скорость нагрева поверхности всего провода в результате возрастала на приведен-

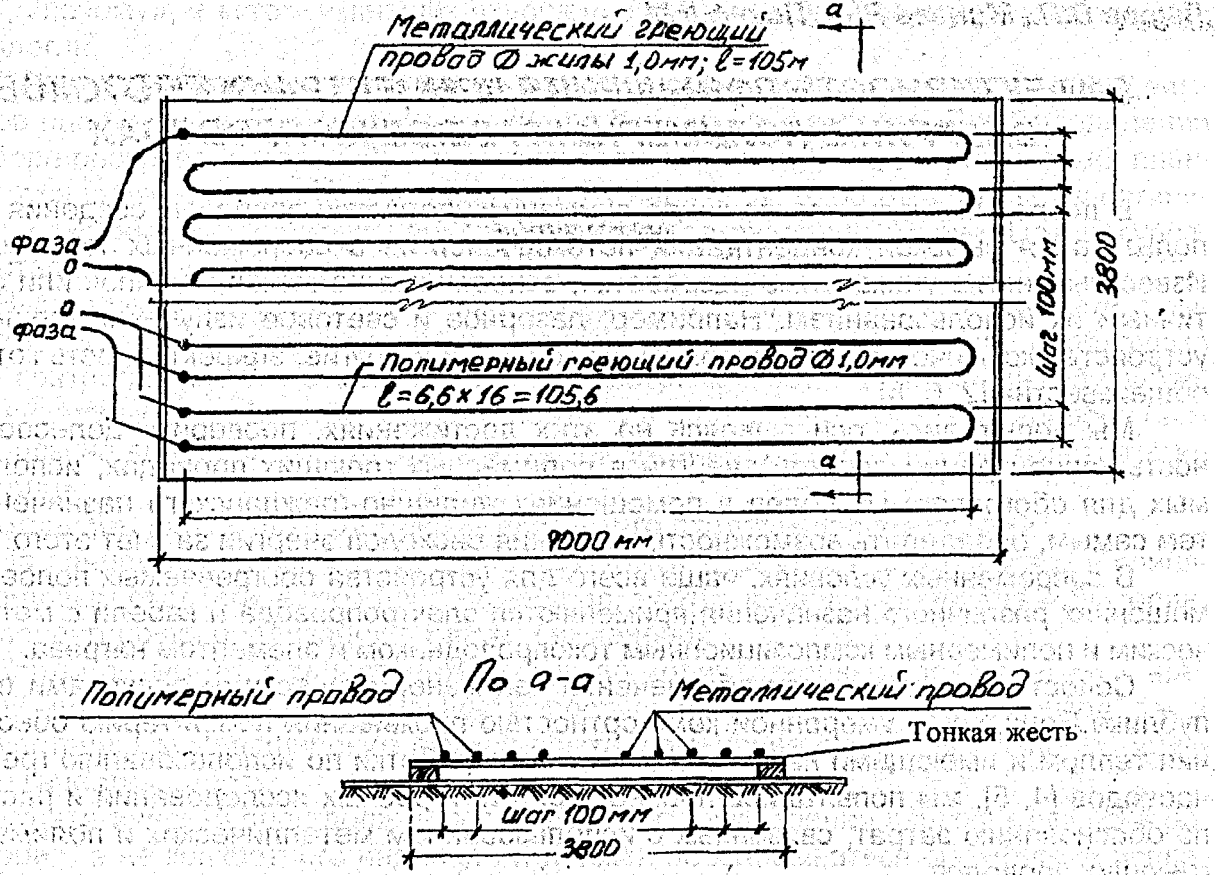


Рис. 1. Раскладка греющих проводов на испытательном стенде

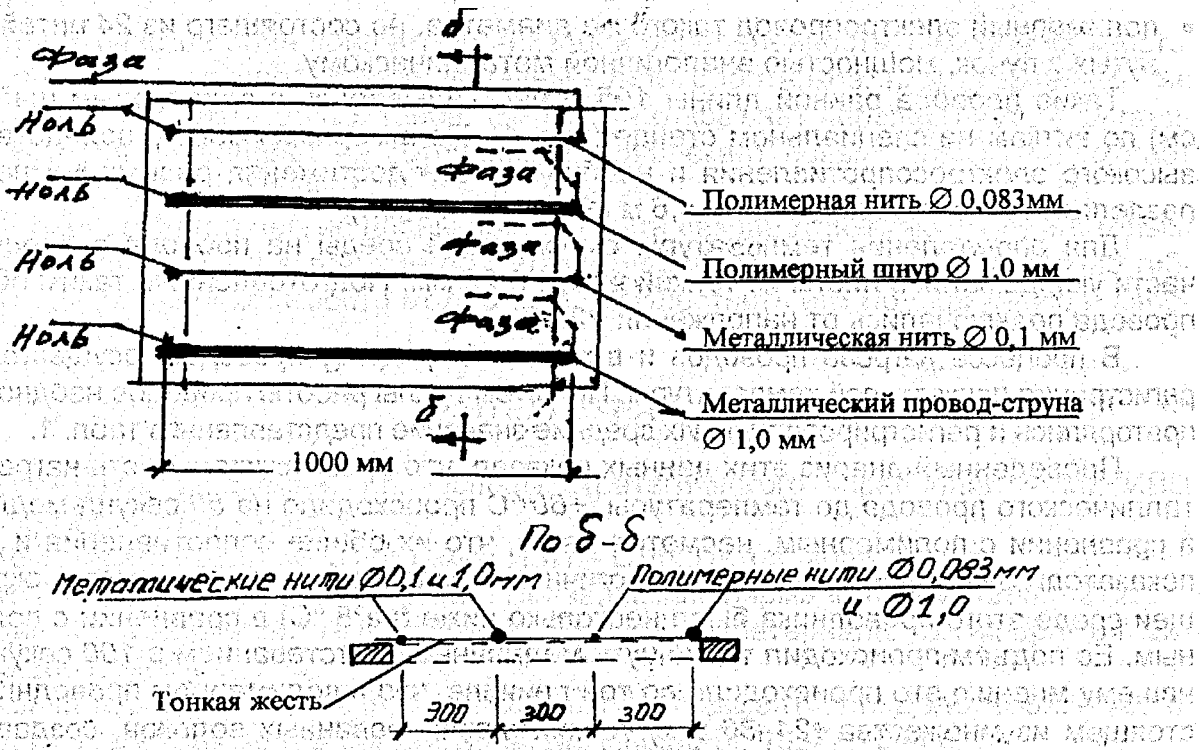


Рис. 2. Схема раскладки электропроводных нитей на специальном

ные величины по времени т. е., заданная температура 60°C наступала раньше. А далее, дополнительно на 8°C происходило ее повышение от совместного воздействия пучка всех токопроводных полимерных нитей.

Таблица 1.

Данные сравнения испытаний обогрева с помощью греющих металлических и полимерных проводов

№№ п/п	Характеристики (исходные и расчетные)	Результаты		
		Ед. изм.	Металлический провод	Полимерный провод
1.	Диаметр электропроводника в проводе	мм	1,0	1,0
2.	Электросопротивление проводника	Ом/м	8,48	60,0
3.	Мощность проводника	Вт/м	15,0	15,0
4.	Проектируемая температура на проводе	°С	60	60
5.	Фактическая полученная температура при эксперименте	°С	60	73
6.	Длина провода	м	105	6,6×15=105,6
7.	Шаг раскладки провода	см	12	12
8.	Фактическая температура в среде обогрева	°С	54	62
9.	Продолжительность нагрева провода до установленной постоянной температуры	сек	300	250
10.	Тоже воздушной среды обогрева	сек	600	500
11.	Расход электроэнергии на общую длину проводов за период их нагрева до температуры + 60°C	кВт.ч	1,25	1,04
12.	Тоже за 10 часов	кВт.ч	12,5	10,4
13.	Экономия энергозатрат за 10 часов	%	0	2,1

Мы попытались в рассматриваемом случае выровнять конечную температуру на проводниках и в прилегающей к ним среде. В начале путем периодического отключения тока, а затем путем увеличения шага раскладки проводов с полимерными проводниками. В другом случае это осуществлялось наоборот, путем снижения шага раскладки металлического провода. В результате выяснилось, что выравнивающим показателем для среды стало мероприятие по увеличению шага раскладки полимерных проводов на 2..3 см или наоборот, его снижению на такую же величину при использовании металлических проводов. Как видно из табл. 1, снижение расхода электроэнергии за счет этого в течение 1-го часа составляет $12,5 - 10,4 = 2,1$ кВт.ч или 17,2 %.

Рассматриваемая зависимость повышения температуры нами проверялась и на других более утонченных опытах с использованием коротких проводников при низких напряжениях. Например, при постоянном напряжении 8,85 В и одинаковой длине 1,0 м выверялась температура таких же разновидностей проводников и наоборот, при одинаковой температуре выверялась их реально требуемая длина и другие показатели.

В отличие от первых, ранее приведенных опытов, здесь отдельно испытывались полимерные проводники в 1 тонкую нить - $\varnothing 0,083$ мм и $\varnothing 1,0$ мм, а так же, исходя из возможностей металлические $\varnothing 0,1$ мм и 1,0 мм (рис. 2). Полученные данные были так же сведены в табл. 2, из которой нами был сделан аналогичный вывод, подтверждающий, что при сосредоточении токопроводных нитей в одном пучке (как полимерных, так и металлических), заметно повышалась температура и скорость ее достижения в сравнении с одиночными отдельными проводниками на 20 и более процентов.

Таблица 2.

Данные сравнения испытаний составляющих элементов полимерных и металлических электропроводников

№ п/п	Характеристики (исходные и расчетные)	Ед. Изм.	Результаты	
			Металлические проводники	Полимерные проводники
1.	Характеристики проводников			
	- диаметр	мм	0,1	0,083
	- диаметр	мм	1,0	1,0
	- длина проводника	мм	1000	1000
2.	Напряжение тока	Вольт	8,85	8,85
3.	Температура нагрева на проводнике			
	- полимерной нити $\varnothing 0,083$ мм	°C	—	28
	- тоже металлической 0,1 мм	°C	39	—
	- полимерный проводник, состоящий из 24 нитей, $0,083 \times 24 = 1,0$ мм	°C	—	400
	- тоже металлический проводник, состоящий из 10 проволочек, $0,1 \times 10 = 1,0$ мм	°C	35	—
4.	Площадь поверхности на проводниках			
	- полимерная нить $\varnothing 0,083$ мм	мм ²	—	260
	$0,083 \times 3,14 \times 1000 = 260$			
	- металлическая нить $\varnothing 0,1$ мм	мм ²	314	—
	$0,1 \times 3,14 \times 1000 = 314$			
	- полимерный из 24 нитей	мм ²	—	6250
	- металлический из 10 проволочек	мм ²	3140	—
5.	Мощность проводников	Вт		
	- одна полимерная нить	Вт	—	0,30
	- 24 полимерные нити	Вт	—	3,6
	- 1 металлическая нить	Вт	5,4	—
	- 10 металлических нитей	Вт	54	—
6.	Мощность, приходящаяся на 1 °C	Вт/°C		
	- для полимерного проводника $\varnothing 1,0$ мм	Вт/°C	—	0,1
	- для металлического $\varnothing 1,0$ мм	Вт/°C	0,135	—
7.	Температура в градусах, приходящаяся на единицу мощности (Вт)	°C/Вт		
	- для полимерного проводника $\varnothing 1,0$ мм	°C/Вт	—	9,7
	- для металлического $\varnothing 1,0$ мм	°C/Вт	7,4	—

По нашему мнению это вполне обоснованно, поскольку подтверждается реальными изготовления многих хозяйственно-бытовых приборов и устройств (нагрев в паяльниках, утюгах, лампочках и других), где используются мини-спирали и сгруппированные электропроводники с целью ускоренного достижения требуемых температур.

Такая возможность получения положительного эффекта при использовании полимерных электропроводников, нами была проведена и рекомендована для применения в греющих полах. В дальнейшем мы продолжим рассмотрение такого обстоятельства на приводимом нами примере эксперимента с устройством греющих полов в помещении площадью 20 м². Аналогично и ряд других (табл. 3).

Из теоретических [1, 3, 7] и опыта эксплуатации греющих полов [4, 5] известно, что требуемая мощность для обогрева 1 м^2 пола до температуры $20\text{--}25 \text{ }^\circ\text{C}$ составляет $80\text{--}90 \text{ Вт/м}^2$. Отсюда ориентировочно мощность для пола составит: $P = 20 \times 80 = 1600 \text{ Вт}$. Для возмещения потерь тепла в одну ккал требуется его новый приток в количестве 4190 Дж . При этом, $1 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$ электроэнергии обеспечивает 3600000 Дж , а для получения 1 Дж требуется затратить $0,00028 \text{ Вт}$ электроэнергии [3].

Потребность тепла в рассматриваемом случае тогда составит: $P_m = 1,600 \times 4190 = 6704 \text{ Дж}$. А требуемая мощность для его образования определяется значением: $6704 : 0,00028 = 1,8 \text{ кВт}$.

Учитывая полученный эффект в ускорении роста температуры на полимерном проводе, мы при проведении реального случая проверки в греющих полах, заранее провели корректировку длины и мощности. Так, из общей требуемой мощности на обеспечение тепла равной $1,8 \text{ кВт}$ требуемая длина металлического провода равна $1800 : 15 = 120 \text{ м}$. Для варианта с использованием полимерного проводника была скорректирована его длина и мощность на 20% то-есть: $(1800 : 15) \times 0,8 = 90 \text{ м}$ или 15 заготовок длиной $6,6 \text{ м}$. Мощность каждой из них, с учетом коэффициента эффективности составит $15 \times 6,6 \times 1,2 = 118,8 \text{ Вт}$, что в сумме обеспечит требуемую мощность обеспечения тепла $118,8 \times 15 = 1782 \approx 1800 \text{ Вт}$.

Результаты эксплуатации этих экспериментальных, а затем и других греющих полов, приведенные в табл. 3, надежно подтверждают преимущества использования для этих целей полимерных проводов.

Таблица 3.

Результаты сравнения показателей эксплуатации греющих полов с использованием полимерных и металлических проводов

№ п/п	Характеристик полов и показатели результатов	Ед. изм.	Результаты		
			Металлический провод $\varnothing 1,0 \text{ мм}$	Полимерный провод $\varnothing 1,0 \text{ мм}$	Сравнение, эффект
1	2	3	4	5	6
	Полы в гостинном зале:	м^2	20	20	
1.	Температура на поверхности пола	$^\circ\text{C}$	+25	+25	
2.	Напряжение тока	Вольт	220	220	
3.	Принятая расчетная мощность	Вт/м^2	80	80	
4.	Общая мощность, $80 \times 20 = 1600 \text{ Вт}$	Вт	1600	1600	
5.	Потребность требуемого тепла, $1600 \times 4190 = 6704 \text{ Дж}$	Дж	6704	6704	
6.	Требуемая электрическая мощность для создания этого тепла, $6704 : 0,00028 = 1,8 \text{ кВт}$	кВт	1,8	1,8	
7.	Принятая удельная мощность провода на обогрев	Вт	15	15	
8.	Требуема длина металлического провода $1800 : 15 = 120 \text{ м}$	м	120	-	
9.	Тоже полимерного провода в заготовках $L = 6,6 \times 18 = 118,8 \text{ м}$	м	-	118,8	

Продолжение таблицы 3.

1	2	3	4	5	6
10.	Фактически востребованная с учетом коэффициента эффективности 20 % $118,8:6,6:0,8=90$ м или 15 шт.	м	-	90	
11.	Эффективность в длине провода	м	-	31,2	
12.	Тоже по мощности и расходу электроэнергии на всю площадь обогрева, $90 \times 15 = 1350$ Вт; $1,8 - 1,35 = 0,45$ кВт или 0,45 кВт.ч за 1 час	Вт кВт.ч	-	0,45 0,45	

Отсюда, основываясь на проведенных экспериментах и опыте устройства греющих полов, нами сделан вывод, что группирование и концентрация полимерных нитей в пучке до 24..36 шт. способствует более высокому нагреву. В сравнении с одножильными металлическими проводами это, при устройстве греющих полов, способствует снижению расходуемой мощности и электроэнергии до 20 %. В данном примере на площадь в 20 м^2 вполне допустимым является снижение мощности на 0,45 Вт и соответственно расхода электроэнергии на 0,45 кВт.ч за 1 час обогрева.

Конечно же, такие серьезные разработки и выводы по ним могут делать специалисты высокого уровня, работающие по одной из важнейших программ современности – «Технологии основанные на высокой концентрации потоков энергий», мы же, используя греющий многожильный полимерный провод, установили и подтверждаем степень повышения в нем температуры с меньшими затратами электроэнергии, что очень важно в использовании для греющих полов.

Считаем также, что в перспективе над уточнениями и обоснованными доказательствами следует продолжить дальнейшие исследования. В первую очередь это относится к проверке более высокого количественного группирования волокон нитей (в 50..100 шт.) в пучке токопроводящей полимерной жилы и установить преимущество, полезность и допустимую их концентрацию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гиндяев А. Г. «Тепловой режим конструкций полов». Стройиздат: М: 1984. – 264 с.
2. Использование высококонцентрированных источников энергии в сварочном производстве: Материалы краткосроч. семинара, 20 – 21 дек. 1983 г. / Под ред. В. В. Башенко. – Л.: ЛДНТП, 1983. – 91 с.
3. Лащивер Ф. М. «Энергосбережение в строительной индустрии». - Ташкент.: «Мехнат», 1987. – 243 с.
4. Лысов В. П. «Полимерный провод в греющих полах и устройствах». – Минск.: НПООО «Стринко», 1999. – 125 с.
5. Лысов В. П. «Устройство экономичного обогрева помещений своими руками». Ж. Мастер № 3, 1997. – с. 32 – 34.
6. Принципиально новые технологии. – М.: Знание, 1990. – 20 см.
7. Симура С. «Углеродные волокна и углекомпозиаты». - «Мир», - 1978. – 634 с.
8. Современные средства связи: Материалы конф. – Нарочь, 1995. – 307 с.

ИНТЕНСИФИКАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ОПАЛУБОЧНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

Опалубочная техника МОДОСТР ее специализированные опалубочные системы для стен, перекрытий, лифтовых шахт, колонн способствуют воплощению монолитного бетона в желаемые формы, обеспечивая высокие темпы возведения зданий при безупречном качестве монолитных конструкций. Являясь ведущим отечественным производителем опалубки и благодаря новым опалубочным технологиям, мы можем предложить эффективные опалубочные решения для многих монолитных конструкций, обеспечивая конкурентоспособность самих технологий. Институт БелНИИС постоянно исследует методы опалубки и новые конструкции опалубок.

Опалубочная техника и технология играет важнейшую роль в реальном освоении на практике строительства новых каркасных систем здания. С технологической точки зрения наиболее перспективными являются монолитные каркасные системы, что подтверждает богатейший зарубежный опыт и опыт последних лет на московских стройках. Ряд объектов в г. Минске также подтверждает перспективность этого направления, при котором возможно достичь впечатляющих результатов по темпам строительства 3 – 4 этажа в месяц [1].

При разработке технологии интенсивного возведения монолитных каркасных систем речь идет, прежде всего, о выборе опалубки и наилучшего ее использовании. Технологичность решения - это скорость, безопасность и экономичность. Современная опалубочная техника предлагает целый ряд системных технологических решений. Опалубочная система МОДОСТР предлагает ряд специализированных опалубок для возведения монолитных перекрытий, колонн, лифтовых шахт, монолитных стен и диафрагм жесткости, конструктивно и технологически совместимых друг с другом. Ведущим технологическим переделом является возведение монолитных перекрытий, определяющим темпы возведения здания.

Балочно – стоечная опалубка перекрытий состоит из опорной системы на основе телескопических стоек и треног, системы несущих и распределительных балок и палубы из водостойкой ламинированной фанеры. Технологические параметры рассматриваемой опалубки можно определять номографическим способом [2].

Безопасность опорной системы на стадии монтажа опалубки обеспечивают треноги, фиксирующие в проектом положении телескопические стойки. Шаг установки треног определяется длиной несущих и распределительных балок. Как правило, на длину балки должно приходиться не менее двух треног. Надежность фиксации телескопической стойки в треноге, определяется конструктивным решением запорного фиксатора (рис. 1).

Минимальный угол направляющей 3 определяется из условия фиксации захвата 4 и невозможности его самопроизвольной сдвижки. Фиксация ползуна 5 на направляющей 3 происходит от сил трения T . Условие фиксации ползуна имеет вид:

$$N_1 \leq T; \quad (1)$$

Подставляя в формулу (1) значение усилий: $N_1 = N \times \cos \alpha$ и $T = N_2 \times f = N \times \sin \alpha \times f$ находим требуемый угол наклона направляющей:

$$\alpha \leq \text{arcctg } f; \quad (2)$$

где f – коэффициент трения скольжения стали по стали.

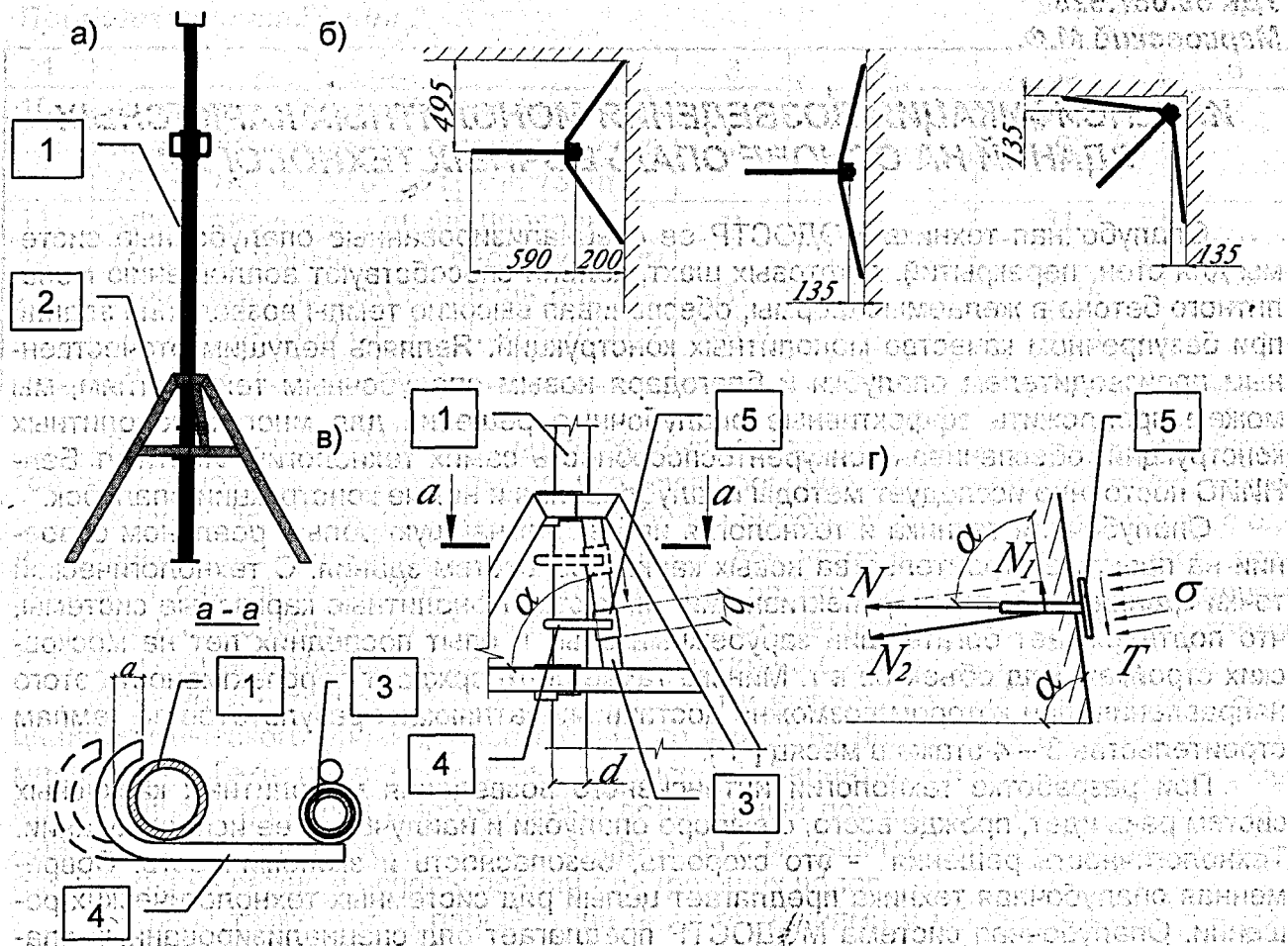


Рис. 1. Схема треноги. 1 – Телескопическая стойка; 2 – Тренога; 3 – Направляющая захвата; 4 – Захват; 5 – Ползун.
 а – Телескопическая стойка с треногой; б – Рекомендуемые схемы установки стойки; в – Схема фиксации стойки; г – Расчетная схема.

Рабочую высоту направляющей необходимо определять из конструктивного условия обеспечения снятия крюка захвата со стойки:

$$h \geq (a + 10) \operatorname{tg} \alpha + b \times \cos \alpha, \text{ мм} \quad (3)$$

где: a – размер захвата, мм;
 b – длина ползуна, мм.

При применении треноги в качестве универсальной для фиксации нескольких типоразмеров телескопических стоек, рабочую высоту направляющей необходимо определять по следующей формуле:

$$h \geq [(d_{\max} - d_{\min}) + a + 10] \times \operatorname{tg} \alpha + b \times \cos \alpha, \text{ мм} \quad (4)$$

где d_{\max} и d_{\min} – соответственно максимальный и минимальный диаметры нижней части телескопических стоек.

В качестве распределительных балок опалубки можно применять деревянные балки или решетчатые комбинированные металло-деревянные. Одним из недостатков обычных деревянных балок является деформативность (кручение) при попеременном замачивании и высушивании, что существенно сказывается на качестве лицевых поверхностей монолитных перекрытий. Система МОДОСТР предлагает применение деревянных балок специального изготовления и защиты от увлажнения, ко-

торые прошли успешную апробацию на многих объектах. В настоящее время Институт БелНИИС приступил к разработке целой серии клееных комбинированных балок таврового сечения, что позволит вплотную приблизить технические и технологические решения опалубки перекрытия к ведущим европейским производителям.

Опалубка перекрытий на основе опорных башен (рис. 2) является более индустриальным в сравнении с балочно-стоечным типом опалубки по следующим признакам:

- повышенная несущая способность опорных башен в сравнении с отдельными телескопическими стойками;
- возможность наращивания по высоте башен;
- сборка и распалубка производится укрупнительными башнями;
- решается вопрос временного подмащивания для монтажа балок;
- отсутствуют треноги;
- повышенная безопасность при монтаже опалубки;
- возможность подачи башен краном на новую захватку и т.д.

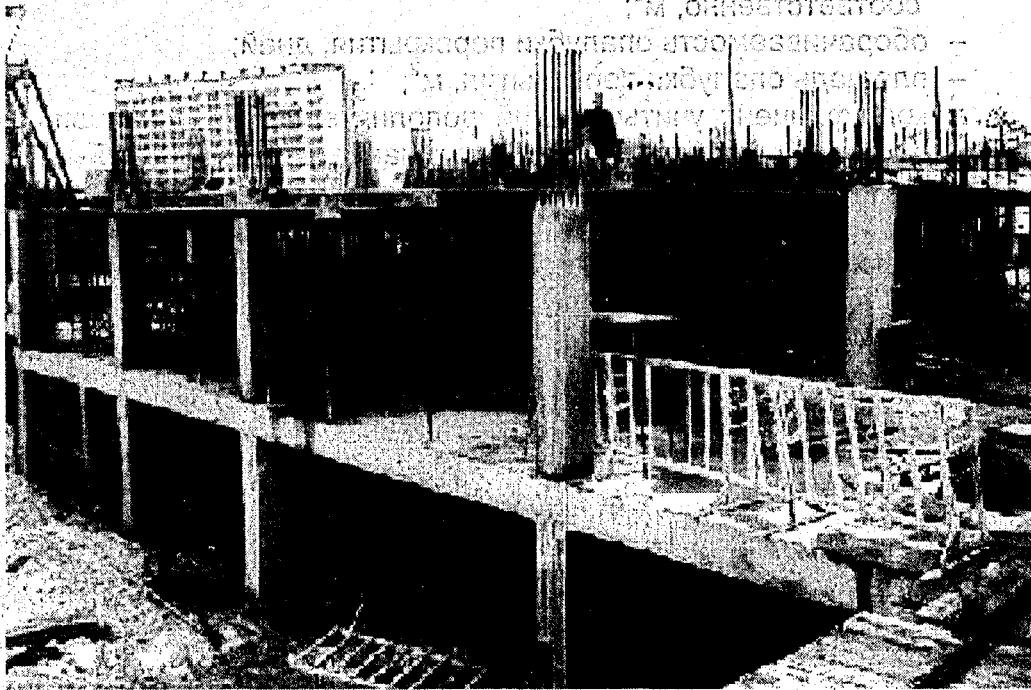


Рис. 2. Опалубка перекрытий из опорных башен МОДОСТР на строительстве жилого дома по ул. Белорусской в г. Минске.

Наименьшей трудоемкостью опалубочных работ обладает опалубка – стол для монолитных перекрытий [3]. Эта опалубка обладает многими качествами интенсивных технологий при высоком качестве работ.

Выбор той или иной опалубки из системы МОДОСТР производят применительно к строящемуся зданию, его конструктивному решению, технологических возможностей строительной площадки, применяемого технологического оборудования и заданных темпов возведения здания или монолитного каркаса. Экономичность технологического решения определяется правильным назначением захваток и объемом опалубок на каждой захватке по основным технологическим переделам. Рассматри-

вая процесс возведения монолитного каркаса с позиций опалубочных технологий, следует выделить следующие технологические потоки: за и гнутую опалубку.

- возведение монолитного перекрытия;
- возведение колонн;
- возведение стен и диафрагм жесткости;
- возведение монолитных шахт;
- возведение монолитных лестниц.

Для каждого из потоков применяется своя опалубка или совмещается по некоторым потокам. Правильное количественное соотношение по видам опалубок и составляет одну из важнейших технологических задач. Главным специализированным опалубочным потоком, определяющим темпы возведения монолитного каркаса, является процесс возведения монолитного перекрытия. При заданных темпах возведения здания или каркаса можно определить площадь захватки по перекрытию и количество опалубки по следующей формуле:

$$F_{\text{п}} = J \times F_{\text{эт}} \times O_{\text{п}} / 30; \quad (5)$$

$$S_{\text{п}} = K_{\text{п}} \times F_{\text{п}}; \quad (6)$$

- где: J — интенсивность возведения каркаса, этажей в месяц;
- $F_{\text{п}}$ и $F_{\text{эт}}$ — площадь захватки по перекрытию и площадь типового этажа, соответственно, м^2 ;
- $O_{\text{п}}$ — оборачиваемость опалубки перекрытия, дней;
- $S_{\text{п}}$ — площадь опалубки перекрытия, м^2 ;
- $K_{\text{п}}$ — коэффициент учитывающий дополнительный расход опалубки на устройство рабочего шва, принимаемый равным 1,05 – 1,1, в зависимости от типа и конфигурации перекрытия.

Возведение монолитных колонн увязывают с темпами возведения перекрытия. Количество опалубки колонн находят по формулам (7) и (8):

$$n_{\text{к}} = J \times n_{\text{к}}^{\text{эт}} \times O_{\text{к}} / 30; \quad (7)$$

$$F_{\text{к}} = n_{\text{к}} \times F_{\text{к}}^0; \quad (8)$$

- где: $n_{\text{к}}$ — количество колонн на захватке, с округлением в большую сторону до целого числа, шт.;
- $n_{\text{к}}^{\text{эт}}$ — количество колонн на типовом этаже;
- $O_{\text{к}}$ — оборачиваемость опалубки колонн, дн.;
- $F_{\text{к}}^0$ и $F_{\text{к}}$ — площадь опалубки одной колонны и колонн на захватке соответственно.

Расчет захватки опалубки стен и диафрагм жесткости производят по следующим формулам:

$$V_{\text{с}} = J \times V_{\text{с}}^{\text{эт}} \times O_{\text{с}} / 30; \quad (9)$$

$$S_{\text{с}} = K_{\text{с}} \times 2 \times V_{\text{с}} / (H_{\text{с}} \times \delta_{\text{с}}); \quad (10)$$

- где: $V_{\text{с}}$ — объем бетона в стенах на захватке, м^3 ;
- $V_{\text{с}}^{\text{эт}}$ — объем бетона стен типового этажа, м^3 ;
- $O_{\text{с}}$ — оборачиваемость опалубки стен, дни;
- $S_{\text{с}}$ — площадь стеновой опалубки, м^2 ;
- $H_{\text{с}}, \delta_{\text{с}}$ — соответственно высота и толщина стены, м;
- $K_{\text{с}} = 1,1$ — коэффициент, учитывающий расход опалубки на торцевые отсекатели и устройство вертикальных рабочих швов.

При расчете опалубки для шахты лифтов, как правило, исходят из соображений нецелесообразности устройства рабочих швов в стенах:

$$n_{\text{л}} = J \times n_{\text{л}}^{\text{эт}} \times O_{\text{л}} / 30; \quad (11)$$

$$F_{\text{л}} = K_{\text{л}} \times 2 \times n_{\text{л}} \times V_{\text{л}} / (H_{\text{л}} \times \delta_{\text{л}}); \quad (12)$$

- где: n_n и $n_n^{эм}$ — количество лифтовых шахт на захватке и на типовом этаже, соответственно;
- O_n — оборачиваемость опалубки лифтовых шахт, дни;
- F_n — площадь опалубки шахт лифтов, m^2 ;
- V_n — объем бетона шахт лифтов, m^3 ;
- H_n, δ_n — высота и толщина стен шахт лифтов, м;
- $K_n = 1,05 - 1,1$ — коэффициент, учитывающий расход опалубки на устройство рабочих швов примыкания к стенам и диафрагмам жесткости.

В Минске по ул. Белорусской строится высотный жилой дом со встроенными подземными гаражами, выполненный по конструктивной системе из монолитного каркаса с применением 100 % монолитного железобетона, включая и монолитные лестницы, площадки и марши. Производитель работ ОАО «Минскпромстрой». При разработке технологии возведения здания принята за основу опалубочная техника МОДОСТР, включающая системные опалубки для перекрытия, колонн, стен и диафрагм жесткости; стен лифтового блока, лестничных маршей и площадок. Возведение колонн производится в веерной опалубке системы МОДОСТР (рис. 3), впервые примененной на этом объекте.

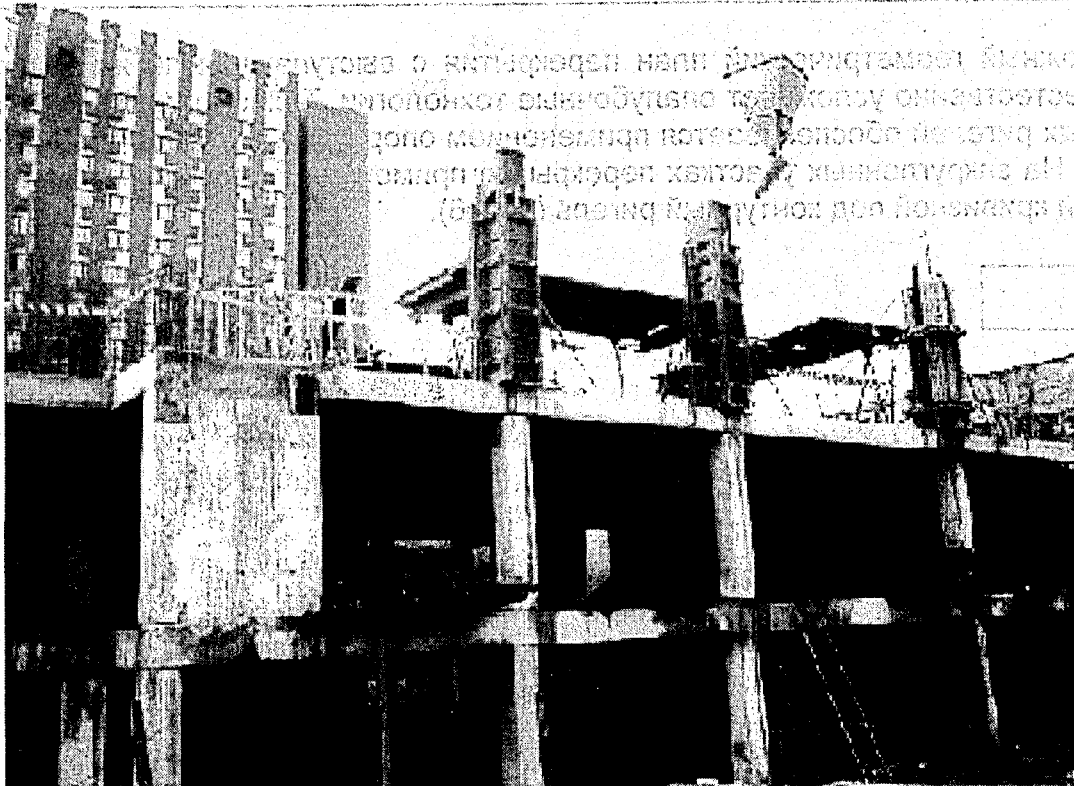


Рис. 3.
Веерная опалубка колонн.

Повышенная несущая способность опалубки колонн (80 кПа), герметичность стыков и удачный крепеж обеспечивают высочайшее качество монолитных колонн, не требующих даже шпатлевки при отделке. Опалубка не уступает передовым зарубежным аналогам, а по некоторым функциональным показателям даже превосходит. По стоимостным параметрам она весьма конкурентоспособная с зарубежными аналогами.

Для опалубливания стен и шахт лифтов применена каркасная щитовая опалубка МОДОСТР (рис. 4), легко трансформируемая в опалубочные панели различных типоразмеров.

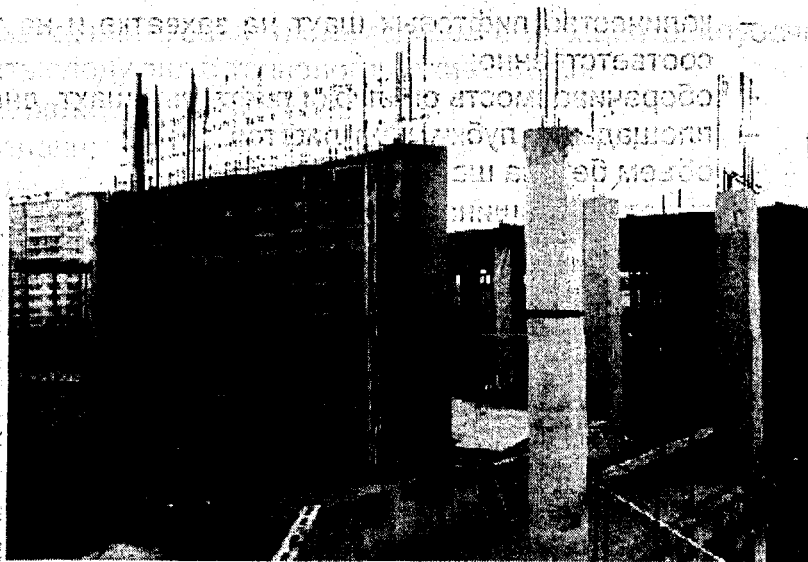


Рис. 4. Каркасная опалубка стен системы МОДСТР

Сложный геометрический план перекрытия с выступающей к низу контурной балкой естественно усложняет опалубочные технологии. Технология опалубки контурных ригелей обеспечивается применением опорных башен и бортовых упоров (рис. 5). На закругленных участках перекрытия применены опалубочные шаблоны с заданной кривизной под контурный ригель (рис. 6).

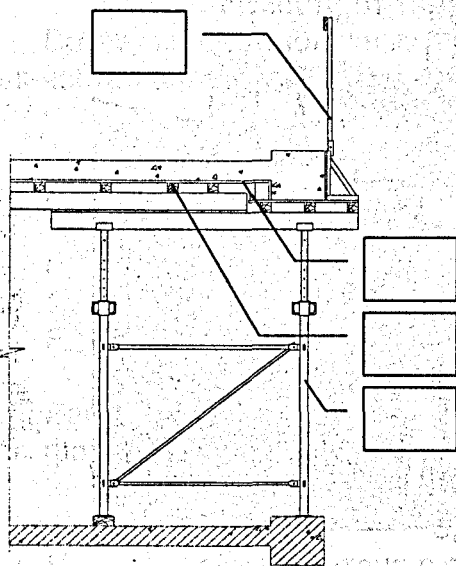


Рис. 5. Опалубивание перекрытия с контурной балкой

1 — Опорные башни; 2 — Распределительные балки; 3 — Бортовой упор со стойками ограждения; 4 — Палуба;

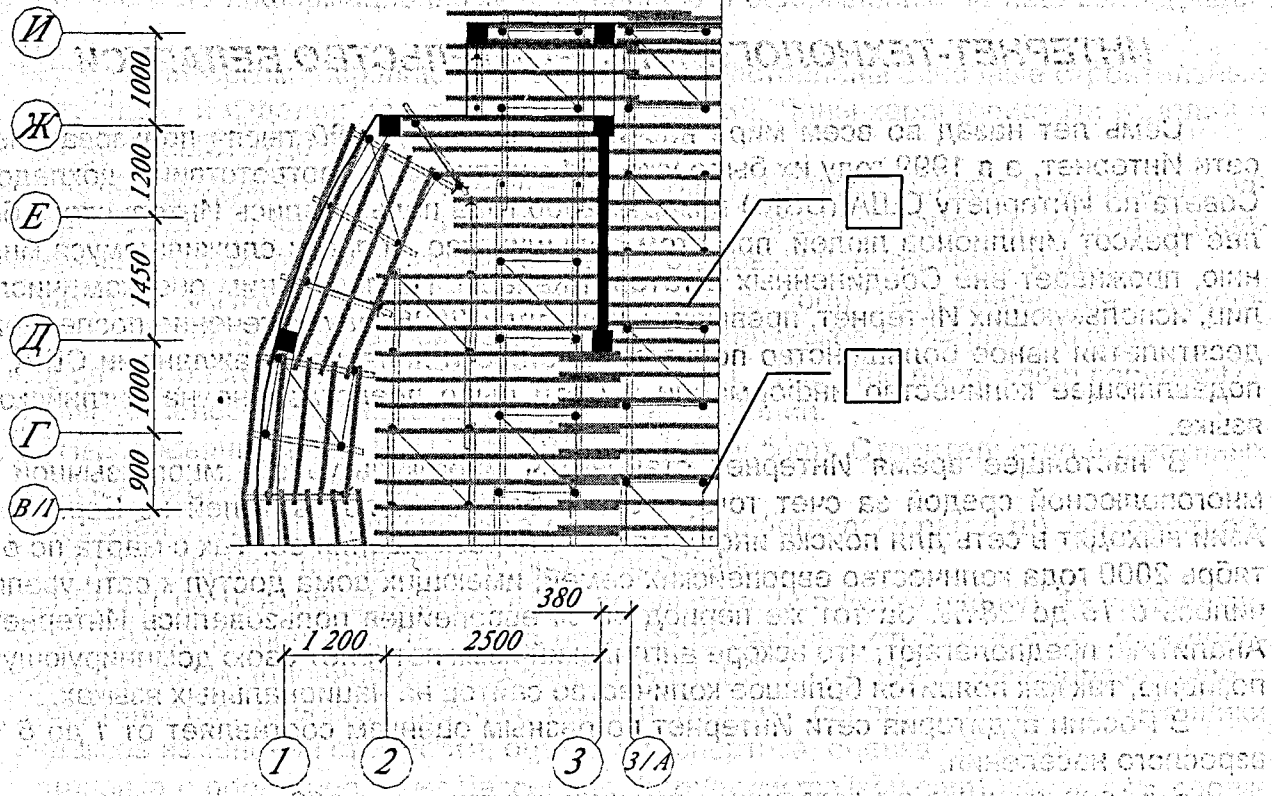


Рис. 6.

Фрагмент опалубки перекрытия.

1 – Опорные башни; 2 – Распределительные балки;

Комплексное применение современной опалубочной техники МОДОСТР, интенсивных опалубочных технологий обеспечивает высокое качество бетонных конструкций на строящемся жилом доме в г. Минске, тем самым снимая психологический барьер реально у строителей и открывает широкие возможности конструктивным каркасным системам, вплоть до монолитных лестничных маршей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Марковский М.Ф., Три – четыре этажа в месяц? Это реально, если использовать опалубочную систему МОДОСТР//Архитектура и строительство, № 5, 2000г.
2. Марковский М.Ф., Шпак С.В., Туровец Г.А. Технологические параметры балочно-стоечной опалубки перекрытия//Современные архитектурно-конструктивные системы зданий и сооружений, новые строительные материалы и технологии. – Мн.: Стринко, 2000 г. – с.77 – 86.
3. Марковский М.Ф. и др. Технологические возможности системной опалубки для монолитного каркаса// Современные конструктивно-технологические системы зданий и строительные материалы. – Мн.: «Тыдзень», 1997. – с. 36 – 40.

ИНТЕРНЕТ-ТЕХНОЛОГИИ И СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЛАРУСИ

Семь лет назад во всем мире насчитывалось менее 90 тысяч пользователей сети Интернет, а в 1999 году их было уже 171 миллиона. В соответствии с докладом Совета по Интернету США (USIC) в марте 2000 года пользовались Интернетом более трёхсот миллионов людей, при этом большинство, вопреки сложившемуся мнению, проживает вне Соединенных Штатов и Канады. По последним оценкам, число лиц, использующих Интернет, превысит миллиард к 2005 году. В течение последнего десятилетия явное большинство пользователей сети являлись гражданами США, и подавляющее количество информации в Сети было представлено на английском языке.

В настоящее время Интернет становится многокультурной, многоязычной и многополюсной средой за счет того, что все больше пользователей из Европы и Азии выходят в сеть для поиска информации или размещения ее. Так с марта по октябрь 2000 года количество европейских семей, имеющих дома доступ к сети увеличилось с 18 до 28 %. За тот же период 40 % европейцев пользовались Интернет. Аналитики предполагают, что вскоре английский язык потеряет свою доминирующую позицию, так как появится большое количество сайтов на национальных языках.

В России аудитория сети Интернет по разным оценкам составляет от 1 до 5 % взрослого населения.

В Белоруссии же в настоящий момент насчитывается 100 тыс. пользователей интернет-пользователей, причем заметный рост их числа был отмечен в последний год. Большинство из них проживает в Минске. По появляющимся в Интернет результатам опросов среднестатистический белорусский пользователь сети - это мужчина в возрасте от 14 до 30 лет, с довольно высоким заработком. Наибольшей социальной группой среди пользователей являются студенты (52,7 %), специалисты (29,7 %) и менеджеры (5 %). Примерно 60 % пользователей имеют доступ к Интернет дома, 32 % - на работе или в учебном заведении.

Согласно имеющимся оценкам, в Интернет сегодня существует более 60 млн. документов и каждые 4 месяца объем информации, предоставляемой в сети, возрастает примерно в полтора раза.

Анализ данных белорусских интернет-ресурсов позволяет сказать, что общее число зарегистрированных сайтов в Беларуси перешагнуло за 2300.

Для строителей представляет определенный интерес информация профессиональной направленности, размещенная в Интернет. Нами сделан анализ белорусского каталога "Акавита" и системы "Весь белорусский Интернет" с целью выяснения числа строительных сайтов в белорусском Интернете. Рассматривались сайты строительных организаций, заводов по производству строительных конструкций, магазинов строительных материалов, агентств недвижимости и странички типа визитных карточек строительных фирм. Сайтов, посвященных проблемам строительства и недвижимости, насчитано около 80. Среди рассмотренных ресурсов Минские лидируют, составляя более 90% от общего числа. В единичных экземплярах представлены сайты строительного профиля областных и районных центров.

Более четверти ресурсов представляют агентства недвижимости. Эти сайты чаще всего имеют рекламный характер. В отдельных случаях можно найти базу данных по квартирам и ценам.

Сайтов строительного профиля нами насчитано около 60. Из них довольно приличными по информационному наполнению и оформлению на наш взгляд являются:

- Магазин Интерком (<http://intercom.shop.by>). Представлены основные строительные материалы и изделия для строительства зданий. Даны характеристики изделий и материалов Забудовы и цены на них.
- ООО Квадроком (<http://www.kvadrokom.shop.by>). Широкий спектр отделочных материалов для строительства и ремонта офиса, магазина, дома или коттеджа (подвесные потолки, гипсокартонные системы, стеновые панели, полы и др.)
- ВСЕ ДЛЯ ВАННОЙ КОМНАТЫ!: (<http://www.evrica.com>). Сантехническое оборудование и канализационные системы. Полное техническое описание. Дизайн.
- Завод сборного железобетона N7 г. Могилев. (<http://members.xoom.com/plant7>). Цены на железобетон, каталог выпускаемых изделий.
- ЭТНА деревянный дом ETNA. (<http://www.etna.by.com>). Строительство деревянных домов конструкции, услуги.
- Грин Скай - студия ландшафтного дизайна. (<http://greensky.narod.ru>). Благоустройство территории и ландшафтное проектирование.
- АП РНТЦ по ценообразованию в строительстве. (<http://www.rstc.by>). Республиканский научно-технический центр по ценообразованию в строительстве, методическое и информационное обеспечение, СНиП, ЕР, ССЦ, РМО, ценообразование в строительстве, индексы, тарифы, цены и тарифы, сборники индексов, сборники индексов изменения стоимости, оценка и экспертиза, оценка объектов.
- Установка и проектирование бассейнов (<http://www.mailsby.com>). Установка, проектирование, сервис индивидуальных и плавательных бассейнов, саун. Системы очистки и обеззараживания воды.
- ОАО "Гродненский комбинат строительных материалов" (<http://www.ksm-grodno.com/rus>) -- блоки из ячеистого бетона, кирпич силикатный, плиты теплоизоляционные и др. продукция
- ОАО Керамин (<http://www.keramin.com>). Выпускаемая продукция, цены.

Основная направленность приведенных ресурсов - реклама товаров и фирм. Практическую пользу представляют на наш взгляд лишь несколько сайтов: ОАО "Керамин", ОАО "Гродненский комбинат строительных материалов", АП РНТЦ по ценообразованию в строительстве, "Все для ванной комнаты", Завод сборного железобетона N7 г. Могилев, на страницах которых представлены характеристики строительных материалов, цены, каталоги строительных конструкций, цены и другая, регулярно обновляемая информация. К сожалению эти сайты не находятся на вершине популярности среди пользователей Интернет.

Наивысшая посещаемость отмечается у сайтов интернет-магазинов. Где посетителей больше интересуют не строительные материалы, а товары повседневного спроса, которые также магазинами предлагаются магазинами.

На основании анализа состояния строительства в Интернет авторами поставлена задача построения полноценного информационного сайта (<http://archisafe.com>), посвященного вопросам домостроения, который в перспективе явился бы своего рода строительным справочником.

Необходимость создаваемого строительного интернет-ресурса существует. Об этом говорят результат рейтинга. За два месяца участия в белорусских рейтингах сайт ArchiSafe.com занимает первые места по посещаемости в категории «Строительство» и вошел в первую сотню среди белорусских сайтов разной направленности.

Опыт работы на сайте ArchiSafe.com позволяет сделать некоторые начальные выводы.

Выяснилось, что вопросы создания, размещения и регистрации сайта проще решить, чем осуществить реальное его наполнение технической информацией. О возможностях Интернет большинство населения имеет недостаточное представление. Даже далеко не все руководители представляют те огромные возможности, которые заложены во Всемирной сети. Удобная форма поиска информации через Интернет не пользуется спросом. Предприятия очень настороженно относятся к выставлению информации о ценах на их продукцию. Реклама возможностей Интернет для строительных организаций в средствах массовой информации не дает отдачи. Чаще всего способ личного общения является наиболее действенным, что подтверждается и другими источниками. В массовом порядке руководители начинают ценить перспективы Интернет и понимать достоинства новой информационной сети после объяснения на конкретных примерах. Поэтому на первое место встает задача рекламы самого Интернет, а затем уже реализация его возможностей.

Следует отметить, что рекламирование строительных материалов, услуг, научных достижений в сети Интернет идет направленно и более действенно, несмотря на относительно немногочисленную аудиторию, так как на сайты строительного профиля приходят лица, интересующиеся именно строительством. Реклама в Интернет дешевле, практически не ограничена по объему, красочнее и полнее по содержанию, перевод содержания на другие языки распространяет ее воздействие на весь мир.

Без своего сайта сейчас не работает ни одна преуспевающая западная и российская фирма. Его наличие позволяет получить доступ к круглосуточной, регулярно обновляемой информации во всемирной сети.

Представительство в Интернет наиболее оправдано для средств массовой информации и рекламы; финансирования и строительства; оптовой и розничной торговли; финансирования и строительства; науки и образования; связи; туризма; грузоперевозок.

УДК 666.763.42

Некрасова Г.Н., Кузьменков М.И.

ОГНЕУПОРНЫЙ БЕТОН НА ОСНОВЕ ДОЛОМИТА МЕСТОРОЖДЕНИЯ "ГРАЛЕВО" ВИТЕБСКОЙ ОБЛАСТИ

В настоящее время в республике Беларусь производство огнеупорных материалов отсутствует. В тоже время суммарная потребность РБ в огнеупорных изделиях, используемых в качестве футеровочных для обширного круга тепловых установок, эксплуатируемых в промышленности строительных материалов, энергетической, металлургической, машиностроительной, химической отраслях промышленности, и т.д., составляет десятки тыс. тонн в год и удовлетворяется, в основном, за счет импорта их из России и Украины. Ориентировочные цены на импортируемые огнеупорные изделия следующие: шамотные – 300 у.е., периклазовые – 400 у.е., хромитопериклазовые – 700 у.е. за 1 тонну, т.е. валютные затраты достигают около 30 млн. долларов США.

Отсюда понятно, что разработка огнеупорных материалов на основе местного сырья имеет в нашей республике большое значение. Таким сырьем является доло-

мит, причём его следует рассматривать не как заменитель, а как особый вид огнеупорных материалов, которые могут применяться наряду с обычными огнеупорами.

В мировой практике огнеупорам на основе доломита уделяется большое внимание. Исследованиями, проведенными в различных странах, установлено, что последние могут успешно конкурировать с магнезиальными и магнезиально-шпинелидными. Это доказывает факт широкого применения доломитовых огнеупоров в таких странах как США, Япония, ФРГ. Высокая огнеупорность обожженного доломита наиболее широко используется в металлургии, где он во многих случаях незаменим и применяется в виде набивных масс и смолодоломитового кирпича. В настоящее время доломитовые огнеупоры стали широко применять во вращающихся цементных печах, заменяя хромитопериклазовые огнеупоры, что обеспечивает получение экологически чистого цементного клинкера.

Современная концепция развития производства огнеупоров заключается в увеличении доли ресурсосберегающих неформованных огнеупоров, что обусловлено их существенными преимуществами перед обожженными изделиями: сокращение энерго-, материало- и трудозатрат, снижение продолжительности цикла производства, износоустойчивости и ремонтов футеровок. Доломитовые огнеупоры в основном представляют собой штучные изделия.

Следует также отметить, что традиционный доломитовый кирпич производят по технологии двойного обжига, которая требует во многих случаях высокотемпературного обжига (1700°C и выше), следствием чего являются очень высокие энергозатраты. Главным недостатком готового изделия являются небольшие сроки хранения вследствие гидратации свободного оксида кальция.

Поисковые работы по созданию огнеупорного бетона на основе доломита с улучшенными физико-химическими свойствами, позволяющими использовать бетон при высоких рабочих температурах, впервые в РБ были начаты на кафедре химической технологии вяжущих материалов БГТУ (г. Минск) и продолжаются в Мозырском госпединституте. Исследование выполнено на природном доломите месторождения "Гралево". При этом решающими факторами стало: получение стабилизированного доломитового клинкера и разработка технологических параметров, обеспечивающих достаточную прочность бетонов при минимально возможном содержании связующего.

В основу выбранного направления было положено химическое связывание образующегося в процессе обжига доломита свободного CaO в двухкальциевый силикат (C_2S). Проведенные системные исследования [1] показали, что введение кремнегеля (отход Гомельского химзавода) в состав доломитовой шихты обеспечивает полное связывание свободного оксида кальция в C_2S и обуславливает получение водоустойчивого огнеупорного материала. Трехкальциевый силикат, выделяющийся при гидратации $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в доломитовом клинкере не обнаружен, что, по-видимому, объясняется стабилизацией C_2S примесями, входящими в состав кремнеземистого компонента. Перспективность направления основывается также на том, что температура обжига доломитового клинкера снижается до $1500-1550^{\circ}\text{C}$.

На основании полученных результатов был разработан новый технологический процесс получения доломитового клинкера со стабильными при хранении и эксплуатации характеристиками и при наименьших энергозатратах [2].

Свойства огнеупорных бетонов, технологичность их изготовления во многом определяется применяемыми связующими веществами. В неформованных огнеупорных магнезиальных бетонах хорошо зарекомендовали себя фосфатные и периклазовые связующие [3].

В качестве связующего для получения доломитового огнеупорного бетона нами был использован полифосфат натрия.

Выбор данного типа связки обусловлен ее высокой реакционной способностью, стабильностью свойств бетонных масс при их хранении, а также тем, что в материалах с повышенным содержанием CaO ($CaO/SiO_2 \geq 2,0$) образуется высокотемпературный натрий-кальциевый ортофосфат – ренанит с температурой плавления 1760°C [4]. Кроме того, согласно [5] полифосфатная связка обеспечивает композиционным материалам высокую термостойкость, что является важным для футеровок тепловых агрегатов, работающих в периодическом режиме.

Приготовление бетонных масс производили в лабораторной установке. Образцы изготавливали методом полусухого прессования, а затем отверждали при различных температурах. Качество полученного бетона оценивали комплексом физико-механических свойств: прочность при сжатии, термостойкость, огнеупорность, плотность.

В табл. 1 приведены некоторые свойства огнеупорных бетонов на полифосфатном связующем, приготовленных в лабораторных условиях.

Таблица 1.

Свойства огнеупорных бетонов, на полифосфатном связующем

Состав бетона, %		Прочность при сжатии, МПа (после обработки при 400°C)	Огнеупорность, °C
Доломит 95 %	полифосфат натрия 5 %	35,2	1560
Магнезит, 95 %	полифосфат натрия 5 %	40,8	1600
Магнезито- хромит, 95 %	полифосфат натрия 5 %	39	1450

Как видно из таблицы, доломитовый клинкер обеспечивает физико-механические свойства огнеупорному бетону на уровне магнезита и магнезитохромита, что дает основание рекомендовать его для получения огнеупорного бетона и торкретт-масс.

Особенностью огнеупорного бетона на основе доломита является, прежде всего, то, что для производства не требуется создание новых видов технологического оборудования, оно может быть организовано без значительных капитальных вложений на предприятиях РБ, располагающих свободными мощностями (вращающаяся печь, дробильно-сортировочное, помольное, смесительное и формовочное оборудование).

Внедрение в высокотемпературные процессы нового огнеупорного доломитового бетона, обладающего невысокой энергоемкостью производства, низкой стоимостью и хорошими эксплуатационными характеристиками, позволит не только высвободить дорогостоящие хромиты и дефицитные магнезиты, но и сократить затраты энергоресурсов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Актуальные проблемы прирочных, технических и гуманитарных наук: 36 наук. работ аспиранта / Пад рэд. В.В. Валетава. – Мазыр: МазДП ім. Н.К. Крупскай, 1998. – 100 с.
2. Патент №2403 РБ. /Способ получения доломитового огнеупора. Кузьменков М.И., Куницкая Т.С., Бычок Г.Н. / Приоритет изобретения: 7.12.1994 г. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений: 18.05.1998 г

3. Замятин и др. Огнеупорные бетоны. - М.: Металлургия, 1982. - 190 с.
 4. Хорошавин Л.Б. Магнезиальные бетоны. - М.: Металлургия, 1990. - 168 с.
 5. Кузьменков М.И., Печковский В.В., Плышевский С.В. Химия и технология мета-фосфатов. - Минск: Университетское, 1985. - 192 с.

УДК 691.327: 620.17

Несветаев Г.В.

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ.

Применение высокопрочных бетонов для производства несущих железобетонных конструкций является основной тенденцией в мировой строительной практике (табл. 1).

Таблица 1.

Применение высокопрочных бетонов в строительной практике

Максимальная прочность портландцементных бетонов							
В зарубежной практике							
В России							
Годы	Данные ЕКБ-ФИП*	Данные Ю.С. Волкова	Данные Р.Л. Серых	Данные автора		объект	лаборатория
				объект	лаборатория		
1	2	3	4	5	6	7	8
До 1970	52 / 41 (1,2)	52		51.7(1)	112.5 (7)	85	118.9
1971-75	62 / 79 (3)	62	90 (3)	62.1(1)	193	70	120
1976-80	76 / 79 (3)	75		75.9(1)		70	100.6
1981-85	97 / 62 (1)	96.6		96.6(1)	124 - 268.3 (1,2)		121
1986-90	115 / 65 (4)	133		83.9(5)	164.3 (5); 171 (3)		103
1991-93		140		133 (6)	168 (3)		150
1993-96					204 (4)	120	163

*В зданиях / в мостах; 1 - США; 2 - Канада; 3 - Япония; 4 - Франция; 5 - Норвегия; 6 - Германия; 7 - Великобритания.

В России и странах СНГ в последние годы объем производства высокопрочных бетонов незначителен, что, помимо состояния материальной базы стройиндустрии, связано еще с двумя моментами:

1. Нормы б. СССР включали СНиП, которым пользовались проектировщики, и ГОСТ, которым руководствовались производители изделий. В СНиП был предусмотрен максимальный класс бетона В60, в ГОСТ - В80. Но отсутствие в СНиП нормативной базы для бетонов класса В80 практически исключало его широкое применение в строительной практике;
2. Применение высокопрочных бетонов для железобетонных конструкций сдерживается проблемой раннего трещинообразования, обусловленного химической усад-

кой цемента. Этой проблеме в последние годы посвящены многочисленные международные конференции и семинары.

В [1] предложена система нормативных показателей назначения высокопрочных бетонов, основанная на статистических зависимостях, полученных при обработке многочисленных экспериментальных данных. Сравнение предложенного методологического подхода с известными предложениями (табл. 2) и нормами развитых стран (рис. 1) свидетельствуют о высокой степени обоснованности предлагаемой системы нормативных показателей назначения бетона.

Таблица 2.

Нормативные и расчетные сопротивления высокопрочных бетонов

Класс бетона	Значения R_{bn}/R_b МПа, по					
	СНиП 2.01.03-84	NS 3473-89	DIN 1045, 488, 1055	О.Я. Бергу	Н.В. Свиридову	Предложениям автора
1	2	3	4	5	6	7
B 60	43.0 / 33.0 (29.7)**	36.4 / 26.0	37.0 / -			36.0 / 28.0
B 80		47.6 / 34.0	47.5 / -	56.0 / 35.0		50.0 / 35.0
B 100		58.8 / 42.0	57.0 / -	70.0 / 44.0	78.0 / 60.0	63.0 / 44.0
B 115			64.0 / -		90.0 / 69.0	75.0 / 52.5
B 135					106.0 / 81.5	90.0 / 63.0

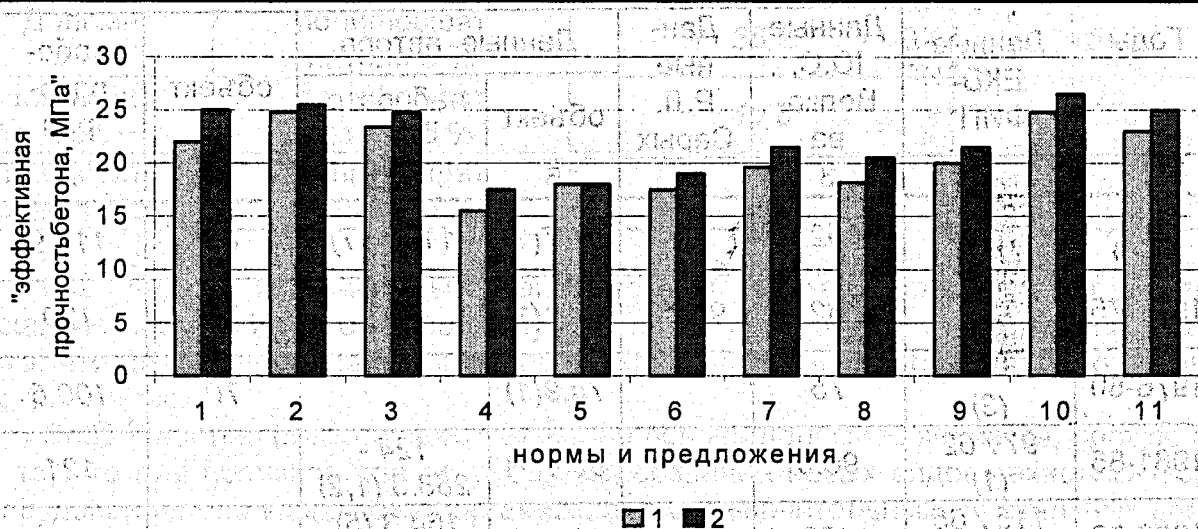


Рис. 1.

Сравнение расчетных сопротивлений бетона класса B50 («эффективная прочность» $R = (\gamma R_{bn} / K_b K_L)$, где: γ – коэффициент условий работы бетона; R_{bn} – нормативное сопротивление бетона; K_b – коэффициент безопасности по бетону; K_L – коэффициент перегрузки), используемых при проектировании конструкций.

1 – минимальное значение при неблагоприятном сочетании нагрузок;

2 – максимальное значение при благоприятном сочетании нагрузок.

Цифрами обозначены значения по нормам: 1 – Норвегии; 2 – Швеции; 3 – Дании; 4 – Финляндии; 5 – Германии; 6 – Великобритании; 7 – США; 8 – Канады; 9 – МС 90; 10 – СНиП 2.01.03-84; 11 – по предложениям автора.

В рассматриваемой системе ключевым отличием от СНиП является использование более обоснованного значения коэффициента γ_{b2} в зависимости от класса бетона и более обоснованного назначения призмной (нормативной) прочности бетона за счет прямой связи «призмная – кубиковая прочность» и отказа от нормиро-

вание через коэффициент призмной прочности (рис. 2), а также применения коэффициента γ_{b2} не к расчетному, а к нормативному значению сопротивления.

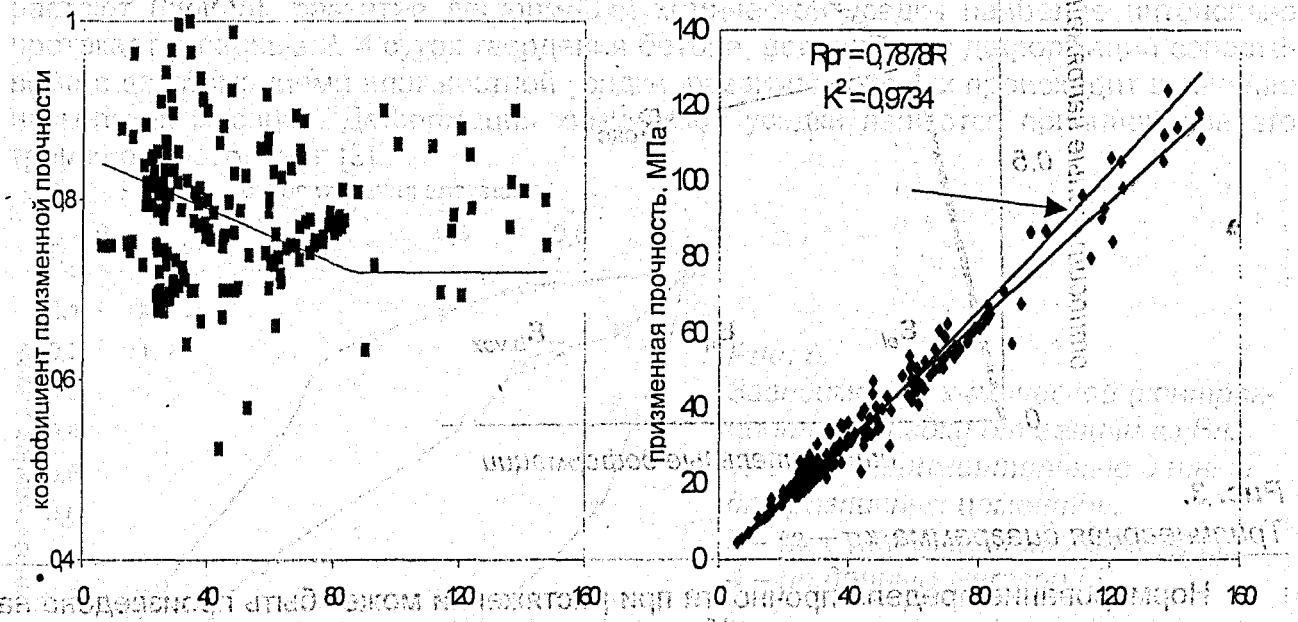


Рис. 2. Зависимость коэффициента призмной прочности по экспериментальным данным и СНиП и призмной прочности от кубиковой прочности бетона

На рис. 2 стрелкой обозначена зависимость прочности образцов – цилиндров от кубиковой прочности по зарубежным данным. Очевидно, незначительное различие между призмной и цилиндровой прочностью, что позволяет для гармонизации отечественных и зарубежных норм легко перейти к нормативной прочности бетона по результатам испытаний образцов – цилиндров, что сделано в новых нормах Беларуси.

В табл. 3 представлены параметры идеализированной диаграммы « $\sigma - \epsilon$ » и предлагаемой трилинейарной (рис.3).

Таблица 3.

Параметры « $\sigma - \epsilon$ » диаграммы

Показатели назначения	Нормы	Класс бетона			
		B 80	B 100	B 115	B 135
1	2	3	4	5	6
E_0 , ГПа	СЕВ-FIP	41.0	44.0	—	—
	Н.В. Свиридов	—	47.5	52.0	55.0
	Автор	42.0	45.0	47.0	49.0
$\epsilon_R \cdot 10^5$	СЕВ-FIP	215	225	—	—
	Н.В. Свиридов	—	215	220	235
	Автор	225	240	255	270
$\epsilon_{b,max} \cdot 10^5$	СЕВ-FIP	290	250	—	—
	Н.В. Свиридов	—	—	—	—
	Автор	330	340	345	350

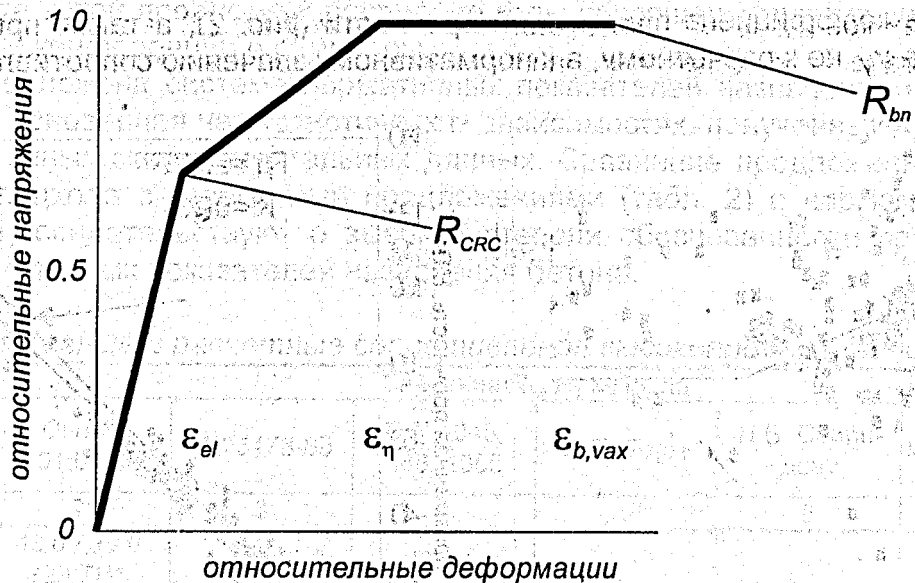


Рис. 3.
Трипунктная диаграмма «σ – ε»

Нормирование предела прочности при растяжении может быть произведено на основании зависимости $R_t = 0.29 \cdot R^{0.6}$, полученной на основе статистической обработки нескольких сот значений в диапазоне прочности до 204 МПа. Значения R_{bt} и R_{btn} представлены в табл. 4.

Таблица 4. Нормативные значения R_{bt} и R_{btn} для высокопрочных бетонов

Показатели назначения	Класс бетона			
	B80	B100	B115	B135
R_{bt} , МПа	2.15	2.45	2.65	2.85
R_{btn} , МПа	3.25	3.7	4.0	4.25

Проблема раннего трещинообразования, обусловленного химической усадкой, наиболее интенсивно проявляющейся при низких значениях величины В/Ц (рис.4), характерной для высокопрочных бетонов, достаточно подробно рассмотрена в [2,3].

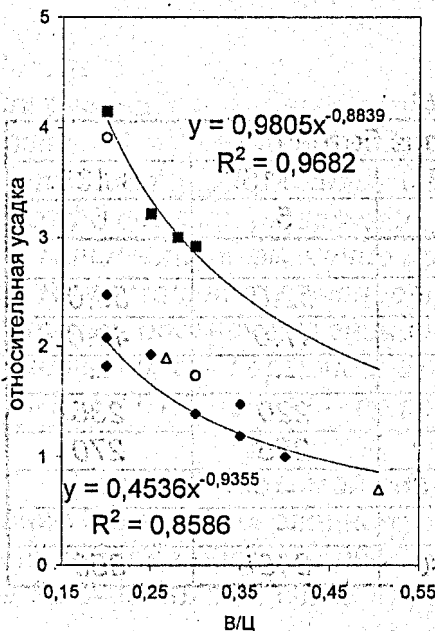


Рис. 4. Зависимость усадки цементного камня от влагопотерь
1, 2, 3, 5 – экспериментальные данные, соответственно В/Ц 0.4; 0.28; 0.2 (цемент 1 и 2);
4 – по данным З.Н. Цилосани; В/Ц = 0.4

Зависимость величины деформаций химической усадки от величины В/Ц имеет противоположную направленность в сравнении с деформациями усадки при высушивании, т.е. с уменьшением величины В/Ц деформации химической усадки резко возрастают (рис. 5). Развитие деформаций химической усадки наиболее интенсивно протекает в первые 2..4 суток твердения бетона, величина же деформаций сопоставима с деформациями влажностной усадки; развитие которых происходит в течение нескольких месяцев. Деформации химической усадки являются причиной раннего трещинообразования [3].

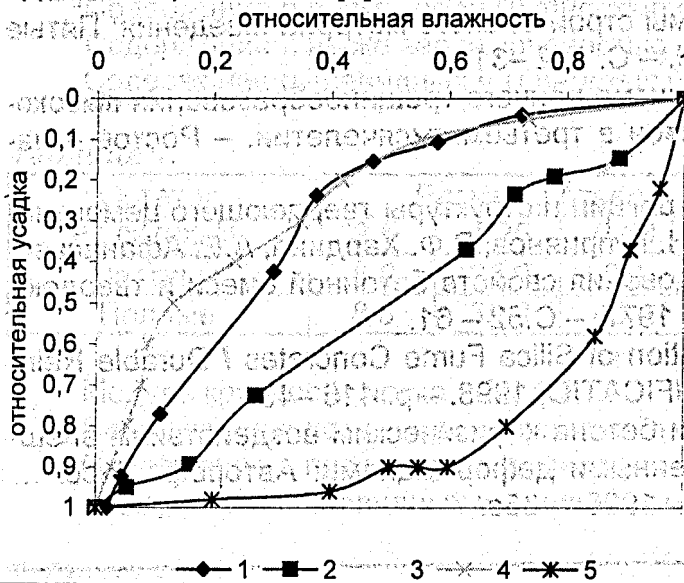


Рис. 5. Зависимость химической (контракционной) усадки от величины В/Ц
1, 2 – экспериментальные данные для различных цементов;
3 – по данным Малининой Л.А. [4];
4 – по данным Persson [5].

Для предотвращения раннего трещинообразования, обусловленного химической усадкой портландцемента, при производстве высокопрочных бетонов целесообразно использовать напрягающие цементы или расширяющие добавки к портландцементу [6], поскольку в этом случае деформации химической усадки могут быть практически сведены к нулю (рис. 6).

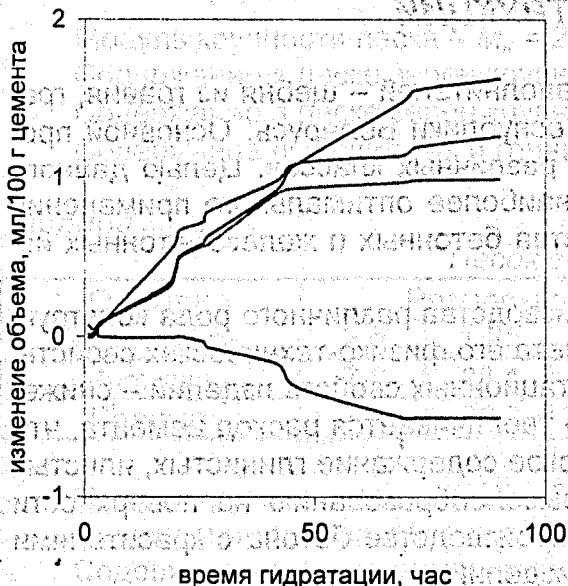


Рис. 6. Изменение объема цементного теста и камня в процессе гидратации
1, 3 – общее изменение объема (общая контракция);
2, 4 – внешнее изменение объема (химическая усадка), со знаком «минус» - расширение;
1, 2 – портландцемент; 3, 4 – портландцемент + 20% расширяющей добавки.

В настоящее время проводятся исследования, направленные на комплексную модификацию цементного камня, что позволит получать не только высокопрочные бетоны на основе рядового портландцемента, но и бетоны с управляемой деформацией в процессе твердения (см. статью Айрапетова Г.А., Несветаева Г.В., Чмель Г.В.).

в этом же сборнике). Особо следует отметить перспективу получения высокопрочных легких бетонов классов выше В 60 при средней плотности 1500–1600 кг/м³.

ЛИТЕРАТУРА

1. Несветаев Г.В. К обоснованию нормирования показателей назначения высокопрочных бетонов при сжатии // Известия РГСУ. – 1998. – № 2. – С. 94–102.
2. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. Усадочные деформации и раннее трещинообразование бетона / Современные проблемы строительного материаловедения: Пятые акад. чтения. – Воронеж: ВГАСА, 1999. – С. 312–316.
3. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О механизме раннего трещинообразования высокопрочных бетонов / Бетон и железобетон в третьем тысячелетии. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2000. – С. 266–270.
4. Метод определения капиллярной контракции и структуры твердеющего цементного камня и бетона / Л.А. Малинина, Н.Н. Куприянов, В.Ф. Хардина, А.Е. Афанасьев, Д.М. Лебедев / Новые методы исследования свойств бетонной смеси и твердеющего бетона. – М.: НИИЖБ, Вып. 29. – 1977. – С. 52–61.
5. Persson B.S.M. Conditions for Carbonation of Silica Fume Concretes / Durable Reinforced Concrete Structures: Zurich: AEDIFICATIO, 1998. – p. 415–437.
6. Панченко А.И. Обеспечение стойкости бетона к физическим воздействиям внешней среды путем управления собственными деформациями: Автореф. Дисс. ... д.т.н.: 05.23.05: Ростов-на-Дону, РГСУ. – 1996. – 35с.

УДК 666.972

Р.Ф.Осос, Н.Л.Полейко, С.Н.Ковшар, В.А.Герасимович

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОКАЧЕСТВЕННОГО МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

ОАО «Нерудпром» осуществляет выпуск заполнителей – щебня из гравия, гравия и песка для всей строительной отрасли Республики Беларусь. Основной продукцией является мелкий заполнитель – песок различных классов. Целью данного исследования стояла задача по определению наиболее оптимального применения различных классов песков в области производства бетонных и железобетонных изделий и конструкций.

Применение мелкого заполнителя для производства различного рода конструкций и изделий из бетона и железобетона, без учета его физико-технических свойств, ведет в первую очередь, к ухудшению эксплуатационных свойств изделий – снижение долговечности, во вторых – необоснованно увеличивается расход цемента, что ведет к удорожанию изделий и, в третьих – высокое содержание глинистых, илистых и пылевидных частиц ведет к повышенному высолообразованию на поверхности конструкций, увеличению расхода пигментов в производстве бетона с красителями и, как следствие, снижение эстетического вида изделий.

Рациональный подбор состава бетона с использованием мелкого заполнителя повышенного качества, позволяет снизить себестоимость продукции, увеличить эксплуатационные свойства и долговечность изделий.

В данной работе были проведены испытания по определению физико-технических свойств бетона на различных песках производства ОАО «Нерудпром».

песок 2 класса, песок 1 класса и песок высшего качества. Даны рекомендации по области применения данных песков.

Зерновой состав, модуль крупности песка и содержание пылевидных и глинистых частиц песка 2 класса, песка 1 класса и песка высшего качества приведены в табл. 1–3.

Песок II класса

Модуль крупности песка – $M_k = 2,53$
 Содержание в песке зерен крупностью св. 5 мм – 1,3 %
 Содержание в песке зерен крупностью св. 10 мм – 0,5 %
 Содержание пылевидных и глинистых частиц – 2,2 %

Таблица 1.

Остаток на ситах, %	Размеры отверстий сит, мм					Проход сквозь сито 0,16 мм
	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	
Частные	8,8	25,0	9,4	27,9	25,1	3,8
Полные	8,8	33,8	43,2	71,1	96,2	

Модуль крупности песка – $M_k = 2,53$

Содержание в песке зерен крупностью св. 5 мм – 1,3 %
 Содержание в песке зерен крупностью св. 10 мм – 0,5 %
 Содержание пылевидных и глинистых частиц – 2,2 %

Таблица 2.

Песок I класса

Остаток на ситах, %	Размеры отверстий сит, мм					Проход сквозь сито 0,16 мм
	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	
Частные	11,3	26,0	8,9	27,3	23,0	3,5
Полные	11,3	37,3	46,2	73,5	96,5	

Модуль крупности песка – $M_k = 2,65$

Содержание в песке зерен крупностью св. 5 мм – 2,5 %
 Содержание в песке зерен крупностью св. 10 мм – 0 %
 Содержание пылевидных и глинистых частиц – 1,4 %

Таблица 3.

Песок высшего качества

Остаток на ситах, %	Размеры отверстий сит, мм					Проход сквозь сито 0,16 мм
	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	
Частные	7,6	29,1	10,0	31,5	20,1	1,7
Полные	7,6	36,7	46,7	78,2	98,3	

Модуль крупности песка – $M_k = 2,68$

Содержание в песке зерен крупностью св. 5 мм – 0,3 %
 Содержание в песке зерен крупностью св. 10 мм – 0 %
 Содержание пылевидных и глинистых частиц – 0,8 %

Для определения физико-технических свойств бетона на песках различных классов изготовлены цементно-песчаные образцы состава Ц:П – 1:3, при водоцементном отношении 0,4. Бетонная смесь приготавливалась в лабораторной мешалке. Образцы уплотнялись на виброплощадке со стандартными параметрами в течение

ние 1 минуты. Все образцы до испытания хранились в одинаковых условиях и испытывались параллельно, в одно и тоже время

Определение прочности бетона на сжатие и растяжение при изгибе проводилось согласно ГОСТ 10180-90. Результаты испытаний представлены в табл. 4.

Таблица 4.

Показатель	Песок 1 кл.	Песок 2 кл.	Песок высшего качества
$R_{сж}$, МПа	28,3	32,3	41,8
Прирост прочности, %	—	14,1	47,7
$R_{изг}$, МПа	4,93	5,19	5,68
Прирост прочности, %	—	5,3	15,2

Водопоглощение бетона определялось согласно ГОСТ 12730. Результаты испытаний представлены в табл. 5.

Таблица 5.

Показатель	Песок 1 кл.	Песок 2 кл.	Песок высшего качества
Водопоглощение, %	9,45	7,91	7,03
Снижение водопоглощения, %	—	19,5	34,4

Истираемость бетона определялась согласно ГОСТ 13087. Результаты испытаний представлены в табл. 6.

Таблица 6.

Показатель	Песок 1 кл.	Песок 2 кл.	Песок высшего качества
Истираемость, г/см ²	0,91	0,82	0,63
Снижение истираемости, %	—	11,0	44,4

Морозостойкость бетона определялась согласно ГОСТ 10060.2-95. Результаты испытаний представлены в табл. 7.

Таблица 7.

Показатель	Песок 1 кл.	Песок 2 кл.	Песок высшего качества
Морозостойкость, F 100			
потеря массы, %	3,1	1,4	0,4
потеря прочности, %	7,8	1,5	—
Морозостойкость, F 200			
потеря массы, %	7,9	4,4	2,8
потеря прочности, %	32,0	8,5	3,2

Морозостойкость образцов на песке 2-го класса составила F75, на песке 1-го класса F150, на песке высшего качества F200.

В результате проведенных испытаний установлена зависимость физико-технических свойств бетона от качества применяемого песка. При всех равных условиях (состав бетона, марка цемента, водоцементное отношение, приготовление бетонной смеси, способ и интенсивность уплотнения, условия хранения) прочность бетона зависит от формы зерен заполнителя и его зернового состава, от прочности

сцепления цементного камня с заполнителем и содержания глинистых и пылевидных частиц.

Глинистые примеси, обволакивающие зерна заполнителя тонкой пленкой, мешают сцеплению цементного камня с заполнителем. Отсутствие сцепления резко проявляется в снижении прочности бетона потому, что даже при сжатии бетон разрушается от поперечного растяжения. При отсутствии сцепления цементного камня с заполнителем и последний не участвует в сопротивлении действию нагрузки, ослабляя сечение. При хорошем сцеплении заполнитель вступает в работу и активно участвует в формировании прочности бетона.

В результате проведенных исследований и анализа полученных результатов, с целью повышения долговечности и эксплуатационных характеристик бетонных конструкций и изделий, рекомендуется следующая область применения песков различного класса:

1. **Песок 2-го класса** – конструкции и изделия бетонные и железобетонные к которым не предъявляются требования по морозо- и коррозионной стойкости и водонепроницаемости с прочностью бетона до М 200.

2. **Песок 1-го класса** - конструкции и изделия бетонные и железобетонные к которым предъявляются требования по морозостойкости (до F100), водонепроницаемости (до W-4), эксплуатирующиеся в условиях слабых агрессивных сред с прочностью бетона до М 300.

3. **Песок высшего качества** - конструкции и изделия бетонные и железобетонные к которым предъявляются требования по морозостойкости (F300 и выше), водонепроницаемости (W-8 и более), эксплуатирующиеся в условиях агрессивных сред и бетон повышенной прочности (М400 и выше).

Сравнительная себестоимость 1 м^3 мелкозернистого бетона М300 на заполнителях различного класса приведена в табл. 8.

Таблица 8.

Марка бетона	Класс песка	Расход цемента на 1 м^3 бетона, кг	Стоимость 1 т цемента, руб.	Расход песка на 1 м^3 бетона, кг	Стоимость 1 т (1 м^3) песка руб	Стоимость 1 м^3 бетона, руб
М300	2-го класса	590	52 000	1610	1868 (2616)	6075
	1-го класса	510	52 000	1690	2400 (3360)	6708
	высшего класса	400	52 000	1800	2520 (3528)	6616

Применение высококачественного мелкого заполнителя позволяет снизить расход цемента примерно на 30 %. Удорожание 1 м^3 бетонной смеси за счет применения высококачественного заполнителя в мелкозернистом бетоне 9 %.

Результатом данной работы стало внесение дополнительного класса песка «высшего качества» в ГОСТ 8736-93 «Песок для строительных работ. Технические условия».

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 8735-88. Песок для строительных работ. Методы испытаний.
2. ГОСТ 8736-93. Песок для строительных работ. Технические условия.
3. ГОСТ 10060.2-95. Бетоны. Ускоренные методы контроля морозостойкости.
4. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности.
5. ГОСТ 13087-81. Бетоны. Метод определения истираемости.
6. ГОСТ 12730.5-84. Бетоны. Методы определения водопоглощения.

Панченко А.И.

СОБСТВЕННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ БЕТОНА

На всех уровнях структуры бетона начиная с момента его укладки имеют место собственные деформации и, как следствие, формирование поля собственных напряжений. Под собственными понимаются деформации и напряжения в структуре материала, возникающие без применения какого-либо внешнего механического воздействия. Их причиной являются силы, возникающие под влиянием физико-химических процессов в структуре материала и при его взаимодействии с внешней средой.

Сложность явления собственных деформаций обусловлена, с одной стороны, многогранностью причин и различием вариантов их сочетания, с другой стороны, различием как абсолютных значений деформаций, вызванных разными причинами, так и их направленностью (сжатие-расширение). Безусловно, деформации элементов структуры, обладающей сколько-нибудь значительной жесткостью (начиная с момента схватывания бетона), неразрывно связаны с возникающими напряжениями на различных уровнях структуры. Расчет или экспериментальное определение величин возникающих напряжений весьма осложнены тем, что структура бетона гетерогенна и состоит, по крайней мере, из 6 - 8 фаз от коллоидных размеров до десятков миллиметров, имеющих различные физико-химические свойства, деформативные и другие механические характеристики. Вместе с тем, знание характера возникающих деформаций и напряжений позволит в существенной мере управлять процессом структурообразования бетона, обеспечивая его возможно меньшую дефектность к моменту начала эксплуатации конструкции. Кинетика собственных деформаций и формирующееся поле структурных напряжений могут существенно влиять на долговечность бетона. Если напряжение, возникающее от эксплуатационных и, в частности, циклических физических воздействий будут совпадать по знаку с собственными напряжениями, бетон будет обладать меньшей долговечностью по сравнению с бетоном, в котором собственные напряжения либо отсутствуют (что возможно лишь теоретически), либо имеют противоположный знак. Повышение стойкости бетона к воздействиям внешней среды, таким образом, возможно на основе знания кинетики, а также природы собственных деформаций и характера возникающего поля собственных напряжений, умения управлять этим процессом с целью снижения дефектности структуры бетона перед началом его эксплуатации. Способы управления или регулирования процессами собственных деформаций, безусловно, будут зависеть от причин, их вызывающих. В этой связи предлагается рассматривать два вида собственных деформаций: безусловные и вынужденные (рис. 1).

Собственные безусловные - это деформации, которые являются неотъемлемой частью физических, физико-химических и химических процессов, лежащих в основе

формирования структуры сначала бетонной смеси (с момента затворения водой и до схватывания), а затем бетона, вплоть до окончания взаимодействия цемента с водой и добавками, введенными в состав бетона при его приготовлении. Эти деформации обусловлены следующими причинами:

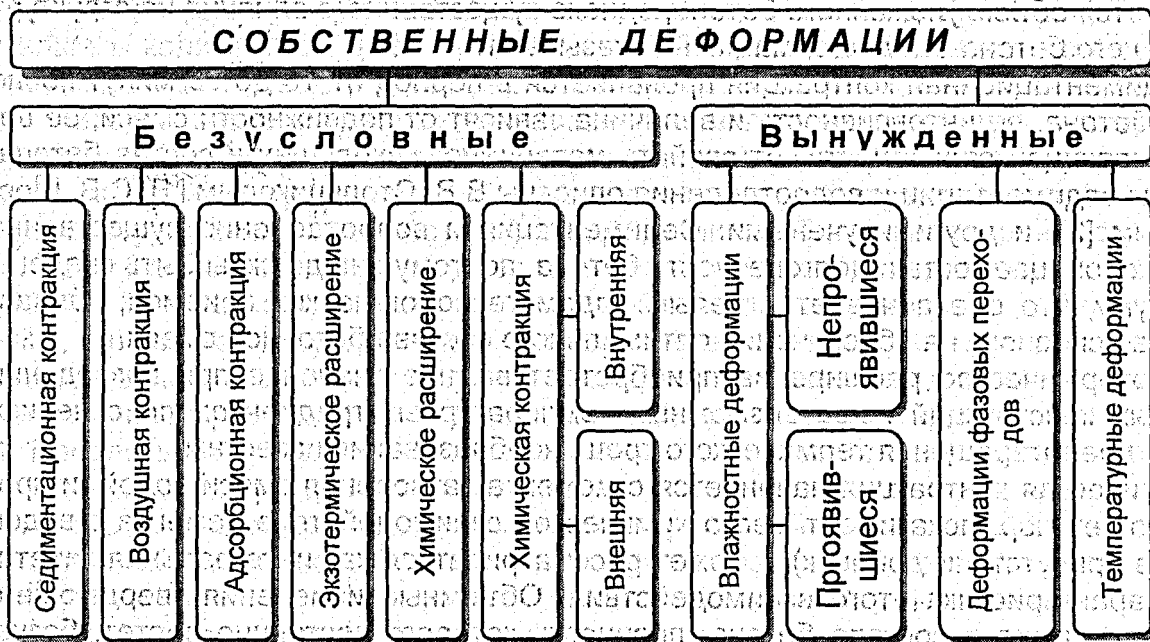


Рис. 1. Классификация собственных деформаций бетона

1. Смачивание поверхности частиц и поглощение воды их открытыми порами с повышением плотности адсорбированной воды - адсорбционная контракция. По данным различных авторов плотность слоев адсорбированной воды достигает $1,4-2,0 \text{ г/см}^3$.
2. Удаление части воздуха, адсорбированного на поверхности твердых частиц - компонентов бетонной смеси - воздушная контракция.
3. Седиментация частиц бетонной смеси - седиментационная контракция.
4. Экзотермия цемента и связанное с этим изменение температуры твердеющего бетона - экзотермическое расширение.
5. Различие плотностей исходных и конечных продуктов химических реакций - химическая контракция (внешняя и внутренняя).
6. Особенности морфологии некоторых образующихся кристаллогидратов, а так же комплексных соединений и их сростков - химическое расширение.

Деформации, являющиеся следствием описанных причин, отнесены к собственным безусловным, так как они будут проявляться при приготовлении и твердении любого бетона, независимо от вида использованного минерального вяжущего. Однако их величина и интенсивность будут зависеть, в основном, от состава бетона, вида, минералогии и тонкости помола вяжущего, наличия добавок и других факторов, назначаемых на стадии проектирования состава бетона. Условия твердения и эксплуатации оказывают влияние на собственные безусловные деформации в той степени, в которой они влияют на кинетику твердения отдельных минералов цемента и бетона в целом.

Таким образом, собственные безусловные деформации влияют на формирование поля собственных напряжений, на характер поровой структуры и уровень де-

фектности бетона в процессе его твердения. Степень влияния каждого из указанных выше видов собственных деформаций различна и, в целом, заключается в следующем:

Воздушная и адсорбционная контракция завершается в основном по окончании процессов перемешивания и уплотнения бетона, в результате чего несколько уменьшается объем уложенного бетона, однако существенного влияния на структуру твердеющего бетона эти деформации не оказывают.

Седиментационная контракция проявляется в период от 10 до 90 минут после укладки бетона, ее интенсивность и величина зависят от подвижности смеси, ее водоудерживающей способности, от свойств материалов, входящих в состав бетона. Процессы седиментации и водоотделения описаны В.В. Стольниковым [1], С.В. Шестоперовым [2], и другими учеными. Седиментация и водоотделение существенно снижают проницаемость и долговечность бетона, поэтому они должны быть сведены к минимуму, что обеспечивается целым рядом технологических приемов, направленных, в основном, на обеспечение оптимального состава бетонной смеси.

Экзотермическое расширение приобретает важное значение при возведении массивных конструкций из-за возможных температурных градиентов по сечению. Способы предотвращения термического трещинообразования известны.

Химическая контракция начинается с момента затворения смеси водой и протекает до тех пор, пока имеет место химическое взаимодействие цемента с водой (иногда в присутствии добавок) и может рассматриваться как интегральная кинетическая характеристика этого взаимодействия. Объемные изменения твердеющего цементного камня в составе бетона, прочность которого постоянно растет, безусловно оказывают влияние на процесс формирования его структуры и развития собственных напряжений. В настоящее время принято считать, что химическая контракция наиболее интенсивно развивается, когда цементный камень обладает определенной прочностью структуры, что обеспечивает неизменность его внешнего объема с образованием мельчайших пор (контракционных), равномерно распределенных внутри объема твердеющего цементного камня [2, 3, 4]. Указанные авторы, а также и многие другие непременно подчеркивают, что химическая контракция не влияет на общий объем цементного камня.

Однако этот процесс более сложен и требует специального рассмотрения. Исследования процесса химической контракции, к сожалению, немногочисленны и основаны на использовании методики, позволяющей измерять лишь объем образующейся контракционной пористости. Между тем, химическая контракция, как было доказано экспериментально [5], не только является причиной образования контракционной пористости, но и приводит к уменьшению внешнего объема твердеющего цемента, что и послужило основанием для разделения химической контракции на внутреннюю и внешнюю. Такое разделение весьма важно из-за принципиально разного их влияния на формирование структуры бетона. Если увеличение контракционной пористости из-за более глубокой гидратации может положительно сказаться на долговечности, то внешняя контракция, как показали наши исследования [5, 11], приводит к микротрещинообразованию в цементной матрице и нарушает сцепление цементного камня с заполнителем и, как следствие, существенно снижает долговечность бетона.

Химическое расширение обусловлено особенностями образования и кристаллизации гидросульфоалюминатов и гидросульфоферритов кальция из алюминатов и ферритов кальция и гипса, входящих в состав цемента или использованных в качестве добавок к нему. Сегодня, к сожалению, нет единой точки зрения, описывающей механизм химического расширения, хотя имеется большое число гипотез по этому

поводу. Вместе с тем, именно такой механизм является основой для разработки надежных способов управления процессом химического расширения и направленного регулирования структурообразования бетона. Теоретический подход и его экспериментальное обоснование изложен в [6, 7]. В этой связи особую важность приобретает проблема оптимального сочетания процессов контракции и химического расширения и разработка критериев и способов получения бездефектной (или с минимальным количеством дефектов) структуры бетона, что обеспечит его повышенную стойкость к циклическим атмосферным воздействиям.

Второй вид собственных деформаций назван вынужденными потому, что эти деформации, хотя и являются собственными, так как проявляются без приложения механической нагрузки, могут иметь место только при определенном (как правило, температурном или влажностном) воздействии на бетон со стороны окружающей среды. Так, бетон, находящийся при нормальной температуре и повышенной (95..100 %) влажности, может не иметь собственных вынужденных деформаций. Однако, в реальной ситуации такие условия бывают крайне редко, поэтому любой бетон в период его эксплуатации, а иногда и до момента достижения проектных свойств, претерпевает этот вид деформаций, причинами которых являются:

1. Процессы внутреннего массопереноса и массообмена бетона с окружающей средой: влажностная усадка или набухание.
2. Фазовые превращения под влиянием окружающей среды: льдообразование, кристаллизация и перекристаллизация, растворение - деформации фазовых переходов.
3. Изменение температуры среды - температурные деформации.

Проблеме влажностной усадки посвящено большое количество исследований, выполненных на протяжении последних более, чем пятидесяти лет [3, 8, 9]. Накоплен большой объем экспериментального материала, предложены механизмы развития влажностной усадки, на основе которых разработаны методы снижения усадочных деформаций.

По мнению А.Е. Шейкина [3], разделяющего деформации влажностной усадки на свободные (без фиксации материала, как по всему его объему, так и отдельным его частям), проявившиеся и не проявившиеся, усадочные напряжения. По нашему мнению бетон не может иметь свободных деформаций влажностной усадки из-за неоднородности своей структуры, т.к. заполнитель, не имеющий влажностной усадки, сдерживает деформации цементного камня. Бетон, находящийся в свободных условиях, т.е. без фиксации его объема, будет иметь проявившиеся и не проявившиеся деформации усадки. Вторые являются причиной возникновения микроструктурных напряжений, образования внутренних усадочных микротрещин, и снижения стойкости бетона к циклическим атмосферным воздействиям. Величина этих напряжений, количество трещин, а значит и степень снижения стойкости бетона находится в прямой зависимости от технологических факторов (состава бетона, вида вяжущего, наличия добавок и др.) и не зависит от вида, формы и размеров конструкции. Поэтому наиболее важными, с точки зрения обеспечения высокой стойкости бетона к атмосферным воздействиям, и, в первую очередь замораживанию и оттаиванию, являются не проявившиеся усадочные деформации.

Наибольшее разрушающее действие на структуру затвердевшего бетона оказывают деформации фазовых переходов и, в частности, деформации при фазовом переходе поровой воды в лёд. Деформации, вызванные кристаллизацией или перекристаллизацией гидратов и комплексных соединений в затвердевшем бетоне относятся к видам химического воздействия, например, сульфатная и щелочная коррозия. Вместе с тем, по мнению автора, эти два вида деформаций фазового перехода,

хотя и обусловлены различными причинами, имеют много общего в механизмах разрушения бетона. Поэтому многие результаты исследования процесса морозного разрушения целесообразно использовать и в анализе механизма разрушения бетона вследствие, например, сульфатной коррозии. В этой связи подход к разрушению бетона и оценке его долговечности с позиций механики разрушения [6, 10] имеет существенные преимущества.

Температурные деформации при атмосферном воздействии, как правило, являются одной из составляющих собственных вынужденных деформаций бетона, так как при изменении температуры изменяется и влажность бетона, а значит и влажностные деформации, а при достижении 0°C и ниже появляются деформации вследствие фазового перехода воды в лёд. Как и в случае с влажностной усадкой, возможное разрыхление структуры бетона из-за внутреннего микротрещинообразования является следствием непроявившихся температурных деформаций из-за различия коэффициентов температурного расширения компонентов бетона.

Таким образом, вынужденные собственные деформации и связанные с ними внутренние напряжения развиваются в бетоне, структура которого была сформирована под влиянием собственных безусловных деформаций и напряжений. Из этого следует, что результирующие величины собственных деформаций и связанных с ними внутренних напряжений должны определяться путем последовательного рассмотрения этих двух видов собственных деформаций и наложением напряжений, возникающих от вынужденных деформаций на поле напряжений, вызванное, имевшими место ранее, собственными безусловными деформациями.

Очевидно, что для ограничения образования дефектов в структуре бетона от его непроявившихся собственных деформаций, необходимо, чтобы величина собственных растягивающих напряжений не превышала прочность на растяжение матрицы или прочность ее сцепления с зернами заполнителя. Как показали исследования, проведенные по специально разработанной для этой цели методике [5] на этапе развития химической контракции этого можно добиться путем компенсации внешней химической контракции химическим расширением сульфоалюминатной расширяющей добавки, введенной в портландцемент (рис. 2).

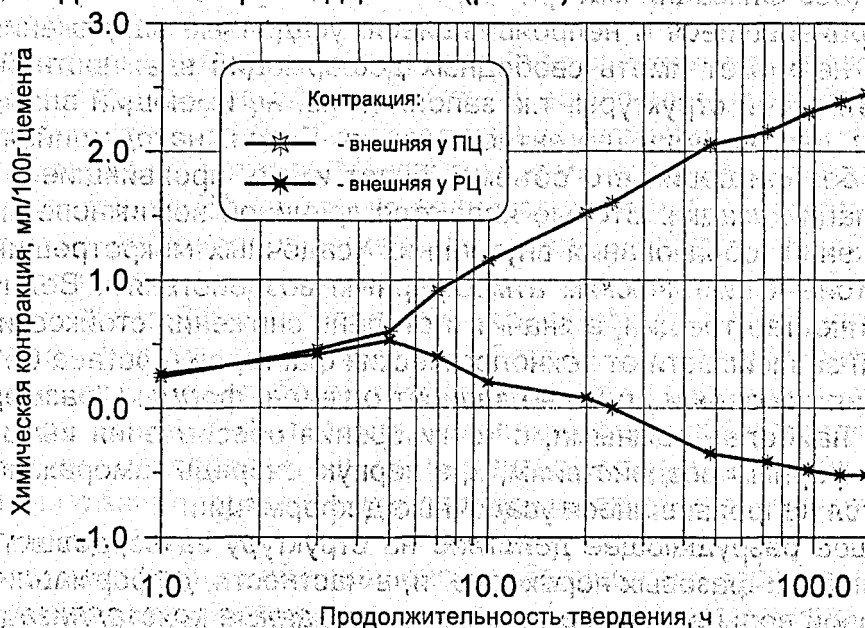


Рис. 2. Влияние расширяющей добавки на внешнюю химическую контракцию ПЦ — портландцемент; РЦ — то же с расширяющей добавкой

Компенсация объемных изменений матрицы от влажностной усадки за счет химического расширения невозможна, так как развитие этих процессов не совпадает по времени. Снижение величин растягивающих напряжений возможно, если в местах их ожидаемых максимальных значений перед началом процесса влажностной усадки структура бетона будет находиться под влиянием сжимающих напряжений. В этом случае будет реализован эффект, подобный эффекту предварительного натяжения арматуры в железобетонных конструкциях. Возможно ли это по отношению к структуре бетона? Ответ на этот вопрос был получен в результате сравнительных испытаний бетонов на портландцементе (ПЦ) и на ПЦ с расширяющейся добавкой (ПЦ+РД).

Для испытаний использовались образцы 28-суточного возраста. Проявление деформаций влажностной усадки обеспечивалось хранением бетонов в климатической камере с пониженной до 50..60 % влажностью при температуре 30°C до стабилизации размеров образцов. Свойства тяжелого бетона на фракционированном гранитном щебне крупностью до 10 мм с расходом цемента 370 кг/м³ до замораживания и после 15 циклов замораживания в солевом растворе с 5 % NaCl при -50°C приведены в табл. 1.

Снижение прочности при сжатии до 95 % у бетона на ПЦ произошло после 5 циклов, а у бетона на ПЦ после 11 циклов. Это соответствует маркам по морозостойкости F200 и F400, то есть присутствие расширяющей добавки в оптимальном количестве удвоило морозостойкость тяжелого бетона. После 15-го цикла обычный бетон по сравнению с бетоном на ПЦ имел много большие изменения свойств, свидетельствующие о существенных нарушениях в его структуре.

Таблица 1

Влияние замораживания-оттаивания в солевом растворе

на свойства обычного бетона и бетона с расширяющей добавкой

Вид вяжущего	Перед замораживанием				После 15 циклов при -50°C			
	ε_{sn} , %	ε_c , %	R_c , МПа	E_g , МПа·10 ³	$\varepsilon_{ост}$, %	R_c , МПа	E_g , МПа·10 ³	
ПЦ	0,038	0,02	52,6	43,18	0,49	20,5/39	14,52/58	
ПЦ+РД	0,051	0,049	60,8	43,74	0,15	49,8/82	39,8/91	

Примечание: в таблице приняты обозначения: ε_{sn} – проявившаяся влажностная усадка; ε_c – расширение в процессе водонасыщения в течение 96 часов; R_c – прочность при сжатии; E_g – динамический модуль упругости; $\varepsilon_{ост}$ – остаточные (после замораживания) деформации.

Кроме замораживания-оттаивания оба бетона были подвергнуты испытаниям при попеременном водонасыщении, нагревании до 70°C с одновременным высушиванием и остыванием до 20°C. Нагревание и высушивание осуществлялось в вакуум-сушильном шкафу. После 70 циклов коэффициент стойкости (отношение прочности после испытаний к прочности на момент их начала) K_{cm} составил: для бетона на ПЦ – $K_{cm} = 0,94$, для бетона на ПЦ – $K_{cm} = 1,12$. Очевидно, повышение стойкости бетона с расширяющей добавкой произошло вследствие изменения характера поля собственных напряжений в его структуре перед началом испытаний.

Расчет величин собственных растягивающих напряжений в бетоне, выполненный на структурной модели [11] с использованием данных измерения внешней контракции, указывает на возможность образования радиальных микротрещин в теле цементного камня в местах наибольшего сближения ядер заполнителя и тангенци-

альных - на контакте с заполнителем, особенно в начальный период твердения. Управление процессом внешней контракции, а также частичная компенсация деформаций влажностной усадки с целью снижения дефектности структуры бетона обеспечивается оптимальным сочетанием процессов химической контракции и химического расширения путем введения минеральной сульфоалюминатной расширяющей добавки в портландцемент в необходимом количестве или использованием расширяющегося или напрягающего цементов с малой энергией расширения.

Как показали исследования, для обеспечения морозостойкости бетона, подверженного усадочным деформациям, на уровне марочной необходимо обеспечивать величину удельной усадки (проявившейся усадки, приходящейся на единицу массы цемента в бетоне) на уровне, не превышающем $0,7 \times 10^{-5}$ на 1 кг цемента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Стольников В.В. Исследования по гидротехническому бетону - М.: Госэнергоиздат, 1962. - с.47-53.
2. Шестоперов С.В. Долговечность бетона. - М.: Транспорт. 1966. - 499с.
3. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. - М.: Стройиздат. 1979. - 344с.
4. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. - М.: Стройиздат, 1965. - 215с.
5. Panchenko A. I. Frost Resistance and Other Properties of Concrete with Expansive Additives. // *ibausil*, b.2, 1997, pp. 269-276.
6. Panchenko A.I. Hardening of Ordinary and Expansive Cement with Silica Fume Admixture. // 9-th Int. Congress on Chemistry of Cement. - New Delhi, vol.IV, 1992. - pp 646-650.
7. Панченко А. И. Механизм расширения цементов сульфоалюминатного типа. // II Межд. Совец. по химии и технологии цемента. - М., 2000, -с. 95-99
8. Десов А.Е., Красильников К.Г., Цилюсани З.Н. Некоторые вопросы усадки бетона. // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. - М., 1976.
9. Bernal J., Jeffery J., Taylor H.F.W. Magazine of Concrete Research. 1952, No.11, 47.
10. Панченко А. И. Критерии оценки долговечности бетона. // Бетон и железобетон в третьем тысячелетии. - Ростов-на-Дону, 2000. - с. 277-284.
11. Panchenko A. I. Eigene Deformationen und Dauerhaftigkeit von Beton. // *ibausil*, b.2, 2000, ss. 689-698/

Пирадов К.А., Мамаев Т.Л.

МЕТОДИКА ПОДБОРА СОСТАВА БЕТОНА ПО ПАРАМЕТРАМ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ

В исследованиях по прогнозированию долговечности решаются 2 основные задачи:

- 1) подбор составов бетона, обеспечивающих требуемую долговечность бетона проектируемых конструкций;
- 2) определить остаточный ресурс долговечности бетона существующих конструкций.

Решение первой задачи в настоящее время осуществляется на основе эмпирического подхода к подбору состава бетона по параметру его прочности на сжатие.

Прочность на сжатие является характеристикой, которая зависит от размеров образцов, условий испытания и др. В связи с этим возникла необходимость разработки способа подбора состава бетона по инвариантным характеристикам, отражающих структуру и контролирующую разрушение бетона.

В этом отношении целесообразен переход от прочностной концепции к кинетической концепции разрушения, в основу которой положены инвариантные константы цементного камня и бетона – критические коэффициенты интенсивности напряжения и энергия разрушения. Указанные параметры позволяют оценить кинетику развития повреждений (трещин) при силовых и несиловых воздействиях до критического уровня, т.е. определить долговечность бетона. Методика расчета состава бетона требуемой долговечности должна основываться на обеспечении трещиностойкости бетона, которая определяется структурными свойствами бетона. Поэтому для подбора состава бетона необходимо располагать данными о связях между параметрами состава бетона и параметрами трещиностойкости (долговечности).

Проведенный многофакторный эксперимент по насыщенному трехуровневому плану позволил получить зависимости между параметрами прочности, трещиностойкости и параметрами состава бетона. Решая систему уравнений с заданными (требуемыми) силовыми и энергетическими характеристиками можно подобрать состав бетона, который обеспечит требуемую долговечность. При этом состав бетона должен удовлетворять технологическим требованиям.

В задании на подбор состава бетона должны задаваться нормируемые показатели качества бетона:

- долговечность – D ;
- класс бетона по прочности на сжатие – B .

В зависимости от конструкций конкретной номенклатуры, для которых предназначен бетон, и конкретных условий эксплуатации по нормируемым показателям качества бетона задаются параметры трещиностойкости – K_{1c} и K_{1cs} .

По задаваемым характеристикам трещиностойкости и прочности проектируемого бетона с учетом технологических требований производится подбор состава бетона.

Параметры состава бетона – расход цемента (ζ), водоцементное отношение (B/ζ), объемная доля щебня в бетонной смеси K_{la} определяются из решения системы уравнений 2-го порядка, установленных на основе многофакторного эксперимента:

$$R_m = 120,65 + 0,00032\zeta^2 - 185,03(B/\zeta)^2 + 65,22K_{la}^2 + 23133d_{max}^2 - 0,256\zeta + 92,17(B/\zeta) - 74,93K_{la} - 413,2d_{max} - 0,021\zeta \cdot (B/\zeta) - 0,06\zeta \cdot K_{la} - 0,644\zeta \cdot d_{max} + 38,77(B/\zeta) \cdot K_{la} - 588,6(B/\zeta) \cdot d_{max} + 57,39K_{la} \cdot d_{max} \quad (1)$$

$$R_{bt} = 22,16 + 0,000032\zeta^2 + 19,87(B/\zeta)^2 - 3,74K_{la}^2 - 4253d_{max}^2 - 0,0373\zeta - 31,42(B/\zeta) - 25,9K_{la} + 230,46d_{max} - 0,00284\zeta \cdot (B/\zeta) + 0,032\zeta \cdot K_{la} - 0,133\zeta \cdot d_{max} + 22,98(B/\zeta) \cdot K_{la} - 33,785(B/\zeta) \cdot d_{max} + 78,31K_{la} \cdot d_{max} \quad (2)$$

$$E_b = 2,356 - 0,000051C^2 + 28,76(B/C)^2 - 33,45K_{la}^2 + 3640,7d_{max}^2 + 0,037C - 38,87(B/C) + 27,87K_{la} - 96,764d_{max} + 0,011C \cdot (B/C) - 0,00034C \cdot K_{la} - 0,0764C \cdot d_{max} + 0,372(B/C) \cdot K_{la} + 3,35(B/C) \cdot d_{max} - 5,355K_{la} \cdot d_{max} \quad (3)$$

$$K_{1c} = 1,983 + 0,000008C^2 + 0,025(B/C)^2 - 0,597K_{la}^2 - 395,9d_{max}^2 - 0,005C + 0,58(B/C) - 2,346K_{la} + 23,74d_{max} - 0,0059C \cdot (B/C) + 0,0028C \cdot K_{la} + 0,004C \cdot d_{max} + 3,022(B/C) \cdot K_{la} + 9,39(B/C) \cdot d_{max} - 24,155K_{la} \cdot d_{max} \quad (4)$$

$$K_{1c} = 32,065 + 0,000037C^2 + 47,098(B/C)^2 + 34,744K_{la}^2 - 1810,7d_{max}^2 - 0,013C - 56,962(B/C) - 40,567K_{la} - 143,843d_{max} - 0,035C \cdot (B/C) + 0,0093C \cdot K_{la} + 0,0339C \cdot d_{max} + 17,074(B/C) \cdot K_{la} + 378,66(B/C) \cdot d_{max} + 31,033K_{la} \cdot d_{max} \quad (5)$$

$$D = -519,56 + 0,00318C^2 - 535,3(B/C)^2 - 1117,4K_{la}^2 - 166759d_{max}^2 - 0,455C + 1823(B/C) + 680,9K_{la} + 23154d_{max} - 3,014C \cdot (B/C) - 1,012C \cdot K_{la} - 16,747C \cdot d_{max} - 195,9(B/C) \cdot K_{la} - 5262,6(B/C) \cdot d_{max} - 13927,9K_{la} \cdot d_{max} \quad (6)$$

при этом долговечность бетонов была рассчитана теоретически по методике [1].

Количество уравнений при проектировании составов бетонов подбирается в зависимости от числа задаваемых (требуемых) параметров качества бетона. Параметр d_{max} задается из технологических соображений.

Для решения системы уравнений с N неизвестными параметрами состава бетона необходимы N уравнений. Причем можно решить уравнения с меньшим количеством неизвестных, задаваясь одним (или двумя) параметрами состава бетона вместе с требуемыми механическими характеристиками параметрами бетона. Для расчета параметров состава бетона используется программа для компьютера.

Для достаточной для практики точности расчета можно рекомендовать графическую форму зависимости (4) между $-K_{1c}$ и B/C , C и K_{la} (рис. 1, 2 и 3). Расчет состава бетона ведется по существующим рекомендациям, при этом значения B/C , C и K_{la} уточняются по графикам для обеспечения заданной долговечности, связанной с величиной K_{1c} так, как это показано в табл. 1 [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. – Тбилиси, Энергия, 1998. – 318 с.
2. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Пирадов К.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест, БПИ, 1999. – 218 с.

Таблица 1. Свойства бетона

Свойства бетона	Значения характеристики								
	В-20			В-30			В-40		
Класс по прочности на сжатие	В-20			В-30			В-40		
Коэффициент интенсивности напряжения при нормальном отрыве K_{10} , МПа м ^{1/2}	0,6-0,79	0,8-0,89	более 0,9	0,5-0,69	0,7-0,84	Более 0,85	0,4-0,59	0,6-0,79	Более 0,8
Временные категории долговечности, годы	А до 60	В 60-99	С более 100	А до 60	В 60-99	С более 100	А до 60	В 60-99	С более 100

Полейко Н.Л., Рашевский Н.Т., Рашевский А.С., Ковшар С.Н., Осос Р.Ф.

КОМПЛЕКСНАЯ ДОБАВКА ДЛЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ «ДЕКСИЛ-01»

В Отраслевой научно-исследовательской лаборатории модифицированного бетона БГПА были проведены испытания комплексной добавки «Дексил-01». В качестве сырьевых материалов для приготовления добавки применяют натриевое жидкое стекло, характеризующееся силикатным модулем от 2,5 до 3,4 и модифицированная упаренная последрожевая барда, отход производства сахара. Добавка представляет собой продукт, получаемый совместным смешиванием жидкого стекла и модифицированной упаренной последрожевой барды (УПБ).

Эффективность добавки зависит от качества сырьевых материалов, технологии приготовления, а также вида применяемого цемента. Согласно разработанным техническим условиям ТУ РБ 02071903.299-99 «Комплексная добавка для бетонной смеси «Дексил-01» на основе жидкого стекла и упаренной последрожевой барды» по основному эффекту действия добавка относится к группе кольматирующих добавок. Наряду с основным эффектом действия существуют и дополнительные – увеличение морозостойкости бетонов и ускорение твердения. Для получения максимального эффекта от введения добавки рекомендуется использовать высокомодульное жидкое стекло (3,0 и выше), а также цементы не содержащие минеральных добавок с удельной поверхностью не более 3500 см²/г. На эффективность добавки, также влияет вид применяемого заполнителя, рекомендуется применять гранитный щебень и пески с модулем крупности от 2,0 до 3,0, причем эффективность добавки увеличивается при применении мелких песков.

Ниже излагаются некоторые результаты исследований влияния добавки «Дексил-01» на технологические и физико-механические характеристики бетона.

Для проведения экспериментов использовались следующие материалы:

- вяжущее – портландцемент ПЦ-500-Д20 Волковыского завода;
- крупный заполнитель – гранитный щебень Микашевического карьера фракции 5:20 мм;
- мелкий заполнитель – песок кварцевый Заславльского карьера $M_k = 2,9$;
- натриевое жидкое стекло Домановского КСМ с силикатным модулем 2,9;
- модифицированная упаренная последрожевая барда (50% концентрации).

Оценка влияния добавки на прочностные показатели проводилась на трех составах бетона (состав 1, состав 2 и состав 3) с расходом цемента и водоцементным

отношением соответственно $C = 250$ кг при $B/C = 0,7$; $C = 350$ кг при $B/C = 0,5$; и $C = 480$ кг при $B/C = 0,36$. Составы бетона подбирались таким образом, чтобы количество воды на 1 м^3 бетонной смеси было постоянным ($B = 175$ л). Количество жидкого стекла и УПБ в пересчете на сухое вещество от массы цемента соответственно составило: для состава 1 – $0,8\%$ и $0,4\%$, для состава 2 – $0,6\%$ и $0,3\%$ и для состава 3 – $0,4\%$ и $0,2\%$. Образцы твердели в нормально-влажностных условиях при температуре 15°C .

Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Влияние добавки «Дексил-01» на прочность бетона нормально-влажностного твердения

Номер состава	Прочность на сжатие, % от марочной, в возрасте		
	1 сут	3 сут	28 сут
Состав 1	11,5/10,0	34,1/38,3	100/109
Состав 2	13,3/17,1	39,0/53,5	100/106
Состав 3	14,8/22,5	50,0/55,7	100/103

Примечание: над чертой прочность образцов без добавки, под чертой прочность образцов с добавкой.

Анализ результатов табл. 1 показывает, что при увеличении водоцементного отношения эффективность добавки снижается. Оценку влияния добавки на прочностные показатели целесообразно проводить в возрасте не ранее 3 суток нормально-влажностного твердения.

Оценку влияния добавки «Дексил-01» на структурные характеристики бетона проводили по методике ГОСТ 12730.4-78. Испытания проводили на аналогичных составах бетона, с использованием тех же сырьевых материалов. Перед испытаниями образцы твердели 28 сут в нормально-влажностных условиях. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2.

Влияние добавки «Дексил-01» на структурные характеристики бетона

Номер состава	$W_m, \%$	$W_o, \%$	χ_1	χ_2	α
Состав 1	8,3/7,6	19,2/17,7	1,9/1,3	2,8/1,5	0,6/0,7
Состав 2	6,2/5,8	14,4/13,5	1,1/1,1	1,1/1,1	0,45/0,6
Состав 3	3,1/2,9	7,3/6,9	1,2/1,1	1,1/1,1	0,9/0,9

Примечание: над чертой показатели для образцов без добавки, под чертой для образцов с добавкой.

Как свидетельствуют данные табл. 2 добавка «Дексил-01» снижает водопоглощение бетона и тем значительнее, чем больше водоцементное отношение. При введении добавки улучшаются также характеристики структуры материала, в частности, она положительно влияет на показатель распределения пор по размерам (α) и снижает показатель среднего размера пор (χ).

На основании полученных результатов можно предположить, что добавка будет улучшать такие характеристики бетона, как водонепроницаемость и морозостойкость. Исследования влияния добавки на морозостойкость и водонепроницаемость проводили на составе бетона с расходом цемента 400 кг/м^3 , $B/C = 0,4$ при дозировке соответственно жидкого стекла и УПБ – $0,6$ и $0,3\%$ от массы цемента. Для приго-

товления бетонной смеси и раствора добавки применялись сырьевые материалы приведенные выше. Методика испытаний на морозостойкость принималась по ГОСТ 10060.2-95, на водонепроницаемость – по: ГОСТ 12730.5-84. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Таблица 3. Влияние добавки «Дексил-01» на морозостойкость и водонепроницаемость бетона

Морозостойкость, циклы замораживания/оттаивания		Водонепроницаемость, МПа	
Без добавки	С добавкой	Без добавки	С добавкой
150	200	0,4	0,8

Для применения добавки при производстве железобетонных изделий и конструкций немаловажное значение имеет ее влияние на защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре. С этой целью были проведены испытания по оценке коррозионной стойкости арматуры в бетоне с добавкой «Дексил-01». Испытания проводили по методике СТБ 1168-99 (направление 1). Состав бетона для изготовления образцов с добавкой и без нее, а также требования к сырьевым материалам принимали по п.6.12 СТБ 1168-99. Результаты испытаний приведены на рис. 1.

Результаты испытаний показали, что добавка «Дексил-01» не ухудшает защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре.

На основании результатов лабораторных исследований можно рекомендовать добавку «Дексил-01» для производства сборных железобетонных изделий и конструкций, как с целью экономии теплоносителей, так и с целью повышения качества и надежности выпускаемой продукции.

Анодная поляризационная кривая

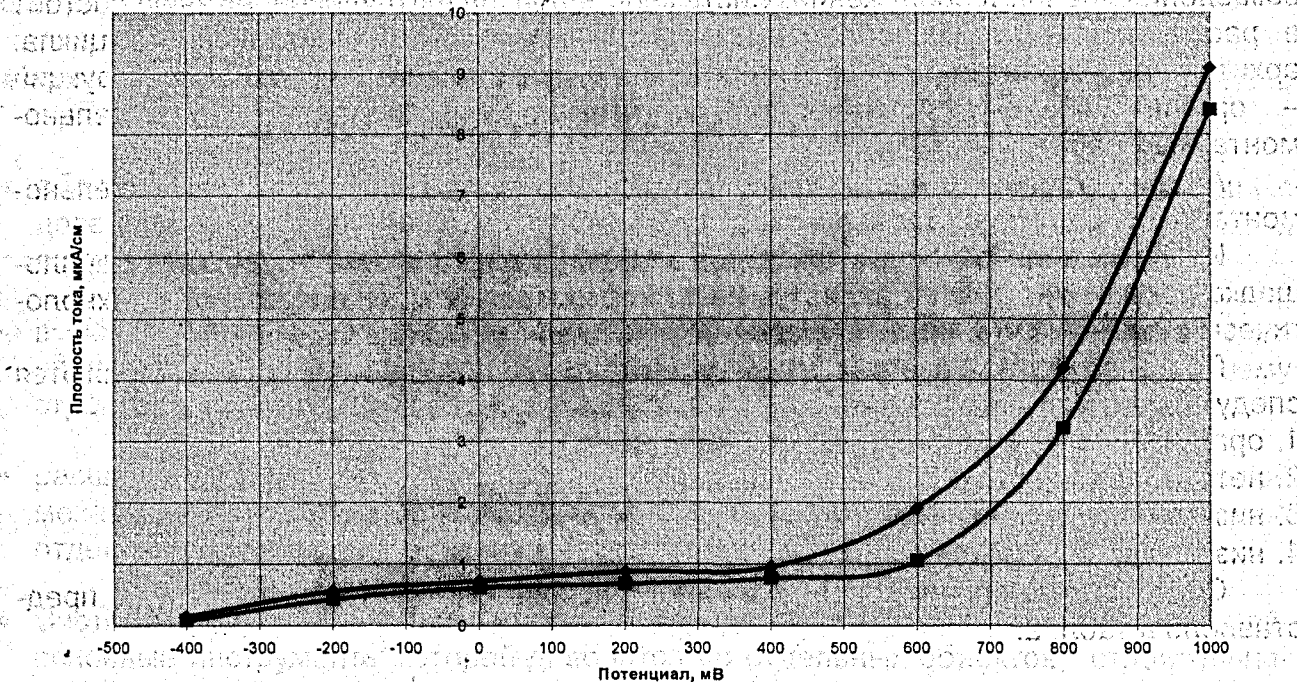


Рис. 1. Анодные поляризационные кривые стали в бетоне.

- состав без добавки
- состав с добавкой «Дексил-01»

ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ 1168-99 Бетоны. Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона.
2. СТБ 1112-98 Добавки для бетонов. Общие технические условия.
3. ГОСТ 10060.2-95 Бетоны. Ускоренные методы контроля морозостойкости.
4. ГОСТ 12730.4-78 Бетоны. Методы определения показателей пористости.
5. ГОСТ 12730.5-84 Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.
6. ТУ РБ 02071903.299-99 Комплексная добавка для бетонной смеси «Дексил-01», на основе жидкого стекла и упаренной последрожевой барды.

УДК 69.002.2.003.13

Рубахов А.И.

СИСТЕМНЫЕ ОСНОВЫ ТРУДОСБЕРЕЖЕНИЯ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Развитие инновационной деятельности в промышленно развитых странах происходит, прежде всего, с целью сбережения живого труда, цена которого в конечной стоимости товара является наиболее высокой среди других ее элементов. В строительных отраслях стоимость трудовых ресурсов достигает 50-60% от цены готовой строительной продукции. В связи с этим экономия труда при выполнении технологических процессов обеспечивает наибольшую прибыль строительным предприятиям. Трудосбережение рассматривается, прежде всего, как система организационно-технологических средств сокращения затрат ручного труда при возведении зданий и сооружений. Системность подхода к трудосбережению состоит в рассмотрении этой проблемы на протяжении всего инвестиционного цикла: архитектурно-строительное проектирование – изготовление деталей и конструкций – организационно-технологическая подготовка – производство строительно-монтажных работ.

Анализ уровня ручного труда при производстве различных строительно-монтажных работ представлен в табл. 1.

Исследование основных факторов возникновения ручного труда на стройплощадке показывает, что он является не только следствием некачественных технологических решений или низкого уровня механизации производства и труда.

При анализе трудозатрат и уровня ручного труда в строительстве выделяются следующие группы его причин:

1. организационно-технологические недостатки;
2. нетехнологичность проектных решений;
3. низкая индустриальность и качество конструкции и деталей;
4. низкий уровень механизации.

Соотношение причин, определенное на основе карт учета ручного труда, представлено в табл. 2.

Таблица 1.

Объем затрат ручного труда при производстве различных строительно-монтажных работ

Наименование работ	Объем ручных процессов по калькуляции		Объем ручных работ по хронометражу	
	чел.-час	%	чел.-час	%
Устройство кирпичной кладки (на 1 м ³)	15,1	60,82	14,7	71,2
Монтаж балок (на 1 этаж)	13,6	59,85	4,07	73,07
Монтаж колонн (на 1 этаж)	5,94	66,29	4,09	47,02
Устройство монолитных бетонных конструкций (на 1 м ³)	9,07	97,3	8,4	98,4
Устройство мягкой рулонной кровли трехслойной (на 100 м ²)	127,9	71,3	100,4	75,4
Штукатурные работы (на 100 м ²)	154,7	61,99	116,2	51,83
Масляная окраска по металлу (на 100 м ²)	93,1	72,79	91,4	100
Клеевая окраска по дереву	60,67	62,65	54,83	90,74
Масляная окраска по дереву (на 100 м ²)	108,32	65,55	104,7	98,8

Проведенный анализ показывает объективную систему целеполагания при формировании основ трудосбережения в производственном строительстве. В составе инновационного потенциала строительного предприятия необходимо формировать подсистему трудосбережения, основами которой должны быть:

- повышение технологичности проектных решений с приближением их максимально к реальным технологическим решениям, применяемым на производстве;
- обеспечение высокой индустриальности строительных деталей и конструкций с доведением их до возможности применения комплексной механизации и автоматизации строительно-монтажных процессов;
- высокий уровень организационно-технологической подготовки строительного производства, обеспечивающий исключение традиционно присущих нашему строительству недостатков и нерациональных решений;
- расширение номенклатуры строительных машин, механизмов, средств малой механизации, механизированного инструмента, вплоть до применения роботов на отдельных трудоемких процессах;
- Система трудосбережения должна быть представлена комплексной программой, основные инструменты которой доводятся до отдельных объектов, строительно-монтажных работ и исполнителей.

Таблица 2.

Причины применения ручного труда по видам работ

Организационно-технологические недостатки	Нетехнологичность проектных решений	Низкая индустриальность и качество конструкции и деталей	Низкий уровень механизации
Земляные работы			
Производство дополнительных работ - 15%. Исправление ранее выполненных работ - 9%. Отсутствие технологических карт - 4%.	Применение фундаментов сложной конфигурации - 11%. Нерациональный подбор землеройной техники - 10%. Отсутствие в проектах работ по понижению грунтовых вод - 7%. Применение неэффективных типов фундаментов - 7%.		Отсутствие на объектах необходимых механизмов - 37%.
Работы по монтажу бетонных и железобетонных конструкций			
Ограниченное применение оснастки - 11%. Несоответствие числа монтажников - 10%. Разгрузка Нарушение очередности монтажа конструкций - 8%. Конструкций вне зоны крана - 7%.	Большая номенклатура изделий - 20%. Неверный выбор схемы монтажа - 10%.	Наличие дефектов - 17%. Отсутствие или неверная установка закладных деталей - 5%. Отсутствие монтажных отверстий - 2%.	Неисправная оснастка - 10%.
Устройство монолитных железобетонных конструкций			
Изготовление щитов опалубки, арматурных каркасов на строительной площадке - 20%. Неритмичная подача бетона - 5%.	Нетехнологичность проектных решений - 18%.	Некачественное изготовление арматурных каркасов - 6%.	Подача бетонной смеси вручную - 51%.
Каменные работы			
Изготовление подмостей на стройплощадке - 25%. Отсутствие сменных поддонов - 15%. Неверный выбор мест складирования - 10%. Несоответствие разряда рабочих - 10%.	Наличие в ППР неэффективных методов организации работ - 15%.	Некачественный материал - 10%.	Отсутствие достаточного количества средств по приемке, перемешиванию и подаче раствора - 15%.
Кровельные работы			
Нарушение способов хранения материалов - 20%. Неверное складирование - 5%.	Наличие в проектах неэффективных технологий - 10%.	Дефекты материалов - 10%.	Недостаточное количество средств механизации и неэффективное их использование - 55%.
Штукатурные работы			
Нарушение технологической последовательности выполнения работ - 15%. Отсутствие нормоконспектов - 14%. Некомплектная поставка материалов - 10%.	Незначительное применение сборных железобетонных конструкций - 12%. Проектирование перегородок из кирпича - 10%.	Низкая заводская готовность изделий - 13%. Некачественной выполнение кирпичной кладки - 5%. Низкое качество штукатурных растворов - 2%.	Отсутствие необходимых средств механизации - 19%.

К ВОПРОСУ ВЫПОЛНЕНИЯ ШТУКАТУРНЫХ РАБОТ ИНДУСТРИАЛЬНЫМИ МЕТОДАМИ

В общем случае штукатурка представляет собой мокрое покрытие поверхности строительной конструкции одним или несколькими слоями раствора. К особому виду работ можно отнести устройство сухой штукатурки. При оштукатуривании внутренних стен в зависимости от назначения помещения выполняют простую, улучшенную или высококачественную штукатурку.

В практике штукатурных работ большое распространение получили товарные сухие смеси, приготовленные на заводе и доставляемые в готовом виде к месту работ, где в после внесения соответствующих полимерных добавок и затворения водой их наносят в виде раствора механизированным способом. Выбор раствора зависит от поверхности, технологических особенностей выполнения работ, условий работы сооружения в период эксплуатации и экономических факторов. В качестве вяжущего широко используют различные цементы, известь, глину, гипс и др.

Как правило, для наружных работ в условиях повышенной влажности (цоколи, карнизы) применяются цементные растворы маркой не ниже М100 (цементный раствор М150 с добавкой известкового раствора М10 (5.8)% для придания пластичности смеси). Известковые растворы, где известь используется как в чистом виде, так и в различных сочетаниях, например с цементом, чаще применяется для оштукатуривания наружных стен и бетонных поверхностей внутри здания (цементно-известковый раствор М75 и выше). В сухих условиях для оштукатуривания деревянных и гипсовых поверхностей, а также бетонных и каменных стен внутри помещения могут быть использованы известково-гипсовые, известковые, цементно-известковые растворы М25–М75. Общие требования к растворам – водоудерживающая способность и морозостойкость (для наружных штукатурок).

Сухие растворные смеси позволяют вести процесс приготовления раствора на индустриальной основе. Наибольшее распространение получили цементно-песчаная и известково-песчаная сухие смеси

Виды штукатурок:

- простая (12 мм). Слой обрызга и грунта. Во временных, складских и подсобных помещениях.
- улучшенная (15 мм). Слой обрызга, грунта, накрывки. В жилых, больничных, школьных зданиях.
- высококачественная (до 20 мм). Слои обрызга, грунта, грунта, накрывки. Капитальные здания первого класса и выше, театры, вокзалы, музеи, гостиницы.

В настоящее время часто приходится выполнять штукатурку блоков из ячеистого бетона. Технология штукатурки таких стен аналогична штукатурке стен из кирпича и бетона, но следует выполнить слой обрызга из цементного раствора маркой не ниже М150 для увеличения сцепляемости цементно-известковой штукатурки с поверхностью блоков ячеистого бетона. Для штукатурки внутренних стен жилых и общественных зданий рекомендуется использовать цементно-известковый раствор маркой не ниже М25, а для помещений с повышенной влажностью (ванная комната) маркой не ниже М75.

Максимальная толщина штукатурки 25 мм. В случае необходимости выполнения штукатурки большей толщины, необходимо выполнять штукатурку по сетке.

Таблица 1.

Виды вяжущего для обычных штукатурок

Условия применения	Известь воздушная	Известь с гипсом	Известково-шлаковое	Известково-глиноизвестковое	Известково-цементное	Глино-известковое	Пуццолано-портланд-цемент	Портланд-цемент	Цементноглиняное	Шлакопортланд-цемент	Гидравлическая известь	Гипс	Глина
Внутри помещений с относительной влажностью воздуха до 60%						+							
По камню	+	+	+	+	+	*		+	+				*
По бетону	+	+	+	+	+			+					
По дереву						+							+
По гипсу		+				*						+	
Внутри помещений с относительной влажностью воздуха 60% (по камню и бетону)			+	+	+			+			+		
Для наружных стен, цоколей, карнизов и т.д. в условиях систематического увлажнения							+	+		+			
Для наружных стен без систематического увлажнения	+		+	+	+	+							
Снаружи по камню и бетону в условиях сухого климата	+	+			+	+					+	+	+

Штукатурные работы следует начинать после устройства кровли и установки окон. А зимой лишь при наличии действующего отопления. В случае отсутствия окон штукатурку оконных откосов следует не выполнять. Окна необходимо зашить полиэтиленовой пленкой, но штукатурку стен можно выполнять. При выполнении штукатурных работ еще недостроенного здания без кровли работы следует прекращать на последних 3 этажах. Температура внутри помещений не должна опускаться ниже +5 градусов на уровне 0,5 м от пола. Влажность каменных стен должна быть не более 8%, деревянных (15-18%). Нанесенный штукатурный раствор должен выдерживаться при положительной температуре (не ниже +5) до тех пор, пока влажность штукатурки не снизится до 8%.

Таблица 2.

Технологическая последовательность работ по оштукатуриванию внутренних поверхностей обычными растворами (1, часть)

Операция	Простая / Улучшенная Основание								Подвесные потоло- ки (по сетке)	Стены, столбы, колонны	
	Кирпич	Бетон	Гипсобетон	Пеносиликат	Дерево	Кирпич	Бетон	Гипсобетон			Пеносиликат
Насечка [4]	+	+	+	+		+	+	+	+		
Срубка сплывов		+					+				
Покрытие цементным молоком										+	+
Крепление штукатурной сетки										+	+
Обмазка сетки раствором										+	+
Обивка дранью					+						
Провешивание поверхностей [1]	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Установка марок [1]						+	+	+	+	+	+
Установка маяков											
Смачивание поверхности водой [2]	+	+	+	+		+	+				
Нанесение обрызга [3]	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Нанесение первого грунта с раз- равниванием	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
Нанесение второго грунта с раз- равниванием						+	+	+	+	+	+
Выверка грунта правилом						+	+	+	+	+	+
Выверка грунта по маякам											
Насечка маяков или их вырубка											
Нанесение накрывочного слоя						+	+	+	+	+	+
Затирка и заглаживание грунта	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Разрезка рустов и их отделка											

Таблица 3.

Технологическая последовательность работ по оштукатуриванию внутренних поверхностей обычными растворами (2 часть)

Операция	Улучшенная / Высококачественная Основание											
	Металлические балки	Дерево	Кирпич	Бетон	Гипсобетон	Пеносиликат	Подвесные потоло- ки (по сетке)	Стены, столбы	Металлические балки	Оконные и дверные откосы	Дерево	Сборные бетонные перекрытия
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Насечка [4]			+	+	+	+						
Срубка сплывов				+								

Продолжение таблицы 3.

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Покрытие цементным молоком	+						+	+	+			
Крепление штукатурной сетки [5]	+							+	+	+		
Обмазка сетки раствором	+							+	+	+		
Обивка дранью												
Провешивание поверхностей [1]	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Установка марок [1]	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Установка маяков			+	+	+	+						
Смачивание поверхности водой [2]												
Нанесение обрызга [3]	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Нанесение первого грунта с разравниванием	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Нанесение второго грунта с разравниванием	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Выверка грунта правилом	+	+										
Выверка грунта по маякам			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Насечка маяков или их вырубка			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Нанесение накрывочного слоя	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Затирка и заглаживание грунта	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Разрезка рустов и их отделка												+

Примечание:

[1] - провешивание поверхностей и установка марок в настоящее время не выполняется. При нанесении слоя грунта и его выравнивания правилом сразу же становится ясно, где выступ, а где яма. Вот здесь в мере необходимости и нужно выполнять провешивание стены с параллельным выполнением дополнительного выравнивания поверхности раствором, но при этом намет не должен быть более 25 мм, иначе следует предварительно закрепить сетку.

[2], [3] - смачивание поверхности водой целесообразно выполнять лишь при сухой кладке стен, что сейчас редкость, или при выполнении работ летом при высокой температуре воздуха. Но лучше всего выполнить слой обрызга цементным раствором М150 с достаточным содержанием влаги (сухая стена впитает ее) для улучшения сцепляемости штукатурки с поверхностью стены.

[4] - насечка поверхности стен прочность сцепления увеличивает незначительно, что неэффективно и трудоемко. В настоящее время более эффективно увеличить сцепляемость можно путем обработки поверхности стен грунтовыми соста-

вами типа «Унигрунт», разведенным в воде (1:2), что упрочнит основание и свяжет пыль (если его не разводить, то раствор будет плохо прилипать к стене). Как более эффективный вариант – обработка поверхности стен следующим составом:

1. Клеевая смесь (типа «Атлас») – 1ч
2. Цемент М400 – 1ч
3. Грунтовка, разведенная в воде – (0,8..1,2)ч (типа «Унигрунт» 1:4, разведенный в воде)

Смесь наносится на поверхность валиком до получения равномерно нанесенного слоя смеси. Прочность полученного контактного слоя будет уже на следующий день достаточной, для выполнения штукатурных работ.

[5] - при штукатурке по металлическим поверхностям выполнять крепление металлической сетки не всегда эффективно. В качестве альтернативного варианта выступает штукатурка по стеклосетке, закрепленной при помощи клеевых составов (типа «Полимикс-КС») сцепляющихся с металлами. При этом вначале пока поверхность шпателем наносится клеевой состав, затем на поверхность прикладывается стекло сетка, а затем поверх закрепленной стеклосетки еще раз наносится клеевой состав. Через 2...3 дня, когда клеевая смесь наберет прочность, можно выполнить штукатурку по сетке. Можно штукатурку выполнять и без стеклосетки по клеевой смеси, схватившейся с металлом, но прочность такой штукатурки будет недостаточной для ее эксплуатации и поэтому не следует выполнять штукатурку по металлу без стеклосетки.

УДК 666.97–16.001.5

Рыскин М.Н.

К ВОПРОСУ ПОДБОРА СОСТАВА ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА*

Увеличение объемов применения высокопрочных бетонов (ВБ) в Республике Беларусь и странах ближнего зарубежья, связанное, в первую очередь, с широким внедрением новых каркасных конструктивных систем жилых и общественных зданий, требует разработки методики проектирования композиций бетона с классами по прочности на сжатие В45–В100. Следует отметить, что применение компьютерной техники при подборе состава бетона позволит увеличить число принимаемых в расчет факторов, и тем самым повысит сходимость заданных и фактических значений технологических и физико-технических свойств бетонных смесей и бетонов.

В основе существующих методик проектирования состава бетона лежат эмпирические формулы прочности (здесь и далее имеется в виду прочность бетона на сжатие (R_6)), базирующиеся на обобщении опытных данных о влиянии на R_6 количественного соотношения и свойств исходных материалов: вяжущего, заполнителя, воды, химических добавок. Традиционно критериями, применяемыми в подобных закономерностях, являются показатели В/Ц (Ц/В) и R_u , т.е. используются формулы вида $R_6=f(B/C; R_u)$ и их производные, в которых может учитываться ряд дополнительных параметров, например, характеристики цемента и заполнителей, объемное содержание цементного теста в бетоне и др. Ниже приведен ряд уравнений прочности бетона на сжатие, предлагавшихся в разное время:

Работа выполнена под руководством проф. д.т.н. Блещика Н.Пед в Ямбургском

$$R_b = \frac{C \alpha R_u \sqrt{1 - \eta_x}}{1 + a_0 K_{H.2}} \left(\frac{B}{\zeta} \right)_{ocm}^{ocm} - a_0 K_{H.2} \quad (1)$$

$$R_b = K R_u (\zeta / B - b); \quad (2)$$

$$R_b = a (V/V_0)^n R_u (\zeta / B - b); \quad (3)$$

$$R_b = (K_1 R_u + R_0) (\varphi_u - \varphi_0); \quad (4)$$

$$R_b = (0,45 R_u + 20) K_{R1} K_{R.M} \Phi_R. \quad (5)$$

Соответственно формулы: (1) – И.Н. Ахвердова [1], (2) – М. Болomeя Б.Г.-Скрамтаева [2], (3) – В.И. Сорокера - В.Г. Довжика [3], (4) – О.А. Гершберга - Л.И. Левина [4], (5) – БелНИИС [5], в которых R_u – активность цемента; $K_{H.2}$ – нормальная густота цементного теста; η_x – количество минеральной добавки в цементе; V/V_0 – отношение объема цементного камня в бетоне к "стандартному" количеству (300 л/м^3); φ_u – исходная объемная концентрация цемента в цементном тесте; Φ_R – функция, учитывающая влияние на прочность бетона объемной концентрации цементного теста в бетоне и его водоцементного отношения без учета воды поглощенной заполнителем; $a_0, b, C, \alpha, K, K_1, R_0, \varphi_0, K_{R1}, K_{R.M}$ – эмпирические коэффициенты.

Основным недостатком эмпирических зависимостей является отсутствие четкой взаимосвязи между структурой бетона и его прочностью. Такой подход делает невозможным получение универсальных закономерностей, с требуемой точностью оценивающих свойства бетона во всех диапазонах изменения качества и количества применяемых материалов. Это приводит к необходимости предварительного определения коэффициентов входящих в формулы (1)–(5) опытным путем, т.к. комплекс факторов, влияющих на R_b , не может быть в должной мере учтен в уравнениях прочности бетона при помощи констант [6]. Принципиально во всех подобных формулах прочность бетона оценивается упрощенно, исходя только из свойств цементного камня. Характеристики заполнителей учитываются, как правило, в неформализованном виде (например, заполнители могут считаться высококачественными, качественными или рядовыми с соответствующими коэффициентами [7] и т.п.). Между тем, при изменении вида и физико-механических свойств заполнителей прочность бетона может варьироваться в значительном интервале ($\pm 50\%$). Это особенно актуально для высокопрочного бетона, в котором R_b может быть лимитирована прочностью песка или щебня, т.е. наступление предельного состояния при сжатии возможно как в матрице бетона (цементом камне), так и в заполнителе.

Наиболее точное прогнозирование прочностных и деформативных свойств ВБ возможно при применении структурного моделирования свойств материала, при котором учитывается геометрическая организация, свойства компонентов бетона и характер их взаимодействия. В ряде публикаций авторов [8–10] была представлена общая структурно-механическая модель при сжатии композиционного материала типа "матрица – включение", на основе которой описывались прочность и деформативность при сжатии таких композитов как цементный камень ("микробетон") и бетон. Для этого в качестве входных параметров использовались механические свойства (прочность f , модуль деформаций E , коэффициент Пуассона ν и др.) и относительные объемы компонентов композита, при учете специфических особенностей строения, процессов деформирования и разрушения каждого материала.

На базе разработанной модели получены аналитические зависимости, устанавливающие взаимосвязь "напряжения-деформации" в тяжелом бетоне вплоть до момента разрушения материала. К примеру, расчетные формулы максимальных напряжений в бетоне (призменная прочность), которым соответствует пиковая дефор-

мация на диаграмме "σ-ε" в обоих возможных случаях разрушения бетона (по цементному камню или по заполнителю) имеют вид, соответственно:

$$f_{б(цк)} = f_{цк} \frac{1 + 2K_{\tau} \nu_{цк} C_{стр,цк}}{1 - 2\mu_{пр} \nu_{цк} C_{стр,цк}} \left(m_I + \frac{E_{II}}{E_I} m_{II} \right); \quad (6)$$

$$f_{б(з)} = f_3 \frac{K_3 - 2 \frac{f_{цк}}{f_3} K_{\tau} \nu_3 C_{стр,з}}{1 + 2\mu_{пр} \nu_3 C_{стр,з}} \left(m_I + \frac{E_{II}}{E_I} m_{II} \right); \quad (7)$$

где: $f_{цк}$, $\nu_{цк}$ и f_3 , ν_3 — прочность и коэффициент Пуассона цементного камня и заполнителя;

$C_{стр,цк}$, $C_{стр,з}$ — структурные параметры, определяемые исходя из геометрии композита;

E_I , E_{II} и m_I , m_{II} — модули деформаций и относительные объемы элементов модели;

K_{τ} , $\mu_{пр}$ — коэффициенты контактного взаимодействия (трения) цементного камня и заполнителя;

$K_3 \leq 1$ — коэффициент учитывающий снижение несущей способности бетона по заполнителю ввиду концентрации напряжений в зернах заполнителя.

При помощи полученных математических зависимостей возможны как оптимизация композиций бетона по требуемым механическим и технологическим свойствам, так и теоретический анализ влияния отдельных факторов на свойства материала в целом.

Тем не менее, для подбора и корректировки состава высокопрочного бетона (или при прогнозных технико-экономических расчетах) в производственных условиях целесообразно использовать разработанный в БелНИИС алгоритм, предусматривающий решение системы двух уравнений: прочности бетона и подвижности (жесткости) бетонной смеси. Закономерности R_b , выведенные на базе структурного моделирования, были использованы для получения упрощенного (более приемлемого для совместного решения с уравнением удобоукладываемости) эмпирического уравнения прочности ВБ, отражающего дифференцированное влияние основных характеристик состава бетона. К ним относятся: активность цемента, водоцементное отношение, наличие и свойства тонкодисперсных добавок, пустотность смеси заполнителей, относительное содержание цементного камня в бетоне, механическая прочность применяемых заполнителей.

Анализ значительного массива опытных данных позволил сделать вывод о том, что средняя прочность на сжатие бетона в случае его разрушения по цементному камню в 28-суточном возрасте может быть описана зависимостью вида:

$$R_{б(цк)} = k_{ТО} \cdot \varphi(R_{зп}) \cdot \varphi(R_{вяж}) \cdot \varphi(m_{цк}) \cdot \varphi([Ц/В]_{пр}), \text{ [МПа]} \quad (8)$$

где: $k_{ТО}$ — коэффициент;

$\varphi(R_{вяж})$, $\varphi(m_{цк})$, $\varphi([Ц/В]_{пр})$, $\varphi(R_{зп})$ — соответственно функции активности вяжущего, относительного содержания цементного камня, приведенного цементно-водного отношения и прочности крупного заполнителя.

Коэффициент $k_{ТО}$ представляет собой отношение прочности бетона подвергнутого ТО или беспрогревному выдерживанию с использованием экзотермии цемента по сравнению с прочностью бетона того же состава, твердевшего в нормальных условиях: $k_{ТО} = R_{б,ТО} / R_{б,н.у.}$ Из анализа литературных данных [11], а также собственных

исследований [12] следует, что, как правило, для высокопрочных бетонов при оптимальных режимах тепловой обработки или условиях беспрогревного выдерживания $k_{ТО} \geq 1,0$. Оптимальные режимы ТО (критерием оптимальности является R_6 в возрасте 28 суток) при интенсификации процессов гидратации вяжущего в условиях пониженного водосодержания в системе и повышенных дозировках суперпластификатора (особенности ВБ), обеспечивают отсутствие температурной деструкции материала. Для высокопрочных бетонов рекомендуются "мягкие" режимы ТО с предварительной выдержкой 3..5 ч; скоростью подъема температуры не более 15..20 °С/час и температурой изотермического прогрева $t_{из} = 50..60$ °С. Для каждого вида цемента и применяемых химических модификаторов необходимо определять требуемые режимы ТО и, соответственно $k_{ТО}$ экспериментально. При необходимости, усреднено можно принимать, что при использовании цементов с содержанием $C_3A < 10$ % и однокомпонентной добавки (суперпластификатора) $k_{ТО} = 1,05$; для комплексной химической добавки (суперпластификатор+ускоритель), в т.ч. и С-3+ПВК, $k_{ТО} = 1,075$. В случае применения высокоалюминатного цемента с $C_3A \geq 10$ % $k_{ТО} = 1,0$.

Прочность цементного камня в бетоне учитываются в зависимости (8) двумя функциями: $\varphi([C/B]_{пр})$ и $\varphi(R_{вяж})$. Первая характеризует первоначальную структуру цементного теста (соотношение твердая фаза/поровое пространство), изменяющуюся затем по мере гидратации вяжущего, химическую активность которого оценивает вторая функция. Аргументом функции $\varphi([C/B]_{пр})$ является приведенное цементно-водное отношение, представляющее собой отношение объема твердой фазы (вяжущего) цементного теста в бетоне к объему жидкой и газообразной фаз (вода, вовлеченный воздух, поры уплотнения):

$$[C/B]_{пр} = \frac{C/\rho_c + ДН/\rho_{д.н.}}{(B - B_n)/\rho_e + V_{воз}} \quad (9)$$

где: $C, ДН$ — расходы цемента и дисперсного наполнителя, в кг на 1 м^3 бетонной смеси;

$\rho_c, \rho_{д.н.}, \rho_e$ — плотности цемента, дисперсного наполнителя и воды, кг/м^3 ;

$V_{воз}$ — количество вовлеченного воздуха в 1 м^3 уплотненной бетонной смеси, м^3 . $V_{воз}$ определяется экспериментально или в соответствии с [5] как функция от удобоукладываемости смеси и предельной крупности заполнителя;

$B - B_n$ — вода в бетоне без учета воды поглощенной порами заполнителя, кг .

Функция приведенного цементно-водного отношения имеет область определения $0,6 \leq [C/B]_{пр} \leq 1,5$ и рассчитывается по уравнению:

$$\varphi([C/B]_{пр}) = 0,475 \cdot \exp(1,26 \cdot [C/B]_{пр}) \quad (10)$$

Функция активности вяжущего записана в виде:

$$\varphi(R_{вяж}) = k_{д.н.}(0,45R_c + 20), [\text{МПа}] \quad (11)$$

где: R_c — активность цемента по ГОСТ 310.4-81;

$k_{д.н.}$ — коэффициент, учитывающий влияние на прочность бетона введения дисперсного наполнителя. Принимая во внимание большое число факторов от которых зависит $k_{д.н.}$ (вид, дисперсность, водопотребность и т.д. наполнителя; доля $ДН$ в вяжущем; время и условия твердения бетона, вид цемента и др.), целесообразно получать его значение опытным путем, определяя величину изменения (увеличения/уменьшения) прочности композиции с дисперсным наполнителем по отношению к контрольному составу (без $ДН$). Для шлака БМЗ функция $k_{д.н.}$ от относительной

массовой доли наполнителя в вяжущем $r_{д.н.}$ получена в виде: $k_{д.н.БМЗ} = 1 - 7 \cdot r_{д.н.}^2$. Обработка опытов в работах [13, 14] позволила получить аналогичную зависимость для микрокремнезема: $k_{д.н.МК} = 1 + (0,45 \div 0,5) \cdot r_{д.н.}^{0,6}$.

Функция относительного содержания цементного камня получена при анализе теоретической зависимости прочности бетона (R_b) от содержания цементного камня при $V_{воз} = 0$. В пределах $m_{ЦК} = 0,2 \div 0,4$ для низких В/Ц = $0,25 \div 0,35$, $\varphi(m_{ЦК})$ может выразиться линейной зависимостью:

$$\varphi(m_{ЦК}) = 1,4 - m_{ЦК}, \quad (12)$$

где: $m_{ЦК}$ — относительное содержание цементного камня в бетоне:

$$m_{ЦК} = \frac{Ц}{\rho_{ц}} + \frac{Дн}{\rho_{д.н.}} + \frac{(B - B_n)}{\rho_{в}} + V_{воз}, \quad (13)$$

$\varphi(R_{зап})$ — функция, учитывающая влияние на прочность бетона механических характеристик горной породы крупного заполнителя. Представляет собой отношение прочности высокопрочного бетона на примененном щебне к прочности бетона на "базовом" гранитном щебне марки М1400. Может быть рассчитан либо по марке горной породы на сжатие $R_{щ}$ (ГОСТ8269-87), либо по показателю дробимости $Др$ (%), полученному по методике ВНИИЧеруд [15]:

$$\varphi(R_{зап}) = 1 + 1,6 \cdot 10^{-5} (R_{щ} - 140) (\varphi(R_{вяж}) \cdot \varphi([Ц/В]_{пр}) - 35), \quad (14)$$

$$\varphi(R_{зап}) = 1 + 4 \cdot 10^{-3} (1 - 0,125(Др - 5)) (\varphi(R_{вяж}) \cdot \varphi([Ц/В]_{пр}) - 35). \quad (15)$$

Из формул (14) и (15) следует, что, наряду с прочностью щебня, значение $\varphi(R_{зап})$ определяется и прочностью цементного камня в бетоне, по мере увеличения которой, растет и влияние $R_{щ}$ на R_b . При выводе функции были приняты во внимание экспериментальные данные [16, 17], согласно которым при прочности бетона меньшей 30-35 МПа, вне зависимости от прочности горной породы щебня, значение $\varphi(R_{зап})$ близко к единице.

Уравнение прочности бетона при разрушении по заполнителю получено на основании выражения (7) и имеет вид:

$$R_{б(з)} = k_{стр} R_{зап} = \frac{\varphi(\delta_{ЦК}/r_{зап}) - 3,5 \cdot 10^{-2} \varphi(R_{зап})}{1 + 0,115 \cdot \varphi(R_{зап})} R_{зап}, \quad [МПа] \quad (16)$$

где: $k_{стр} < 1,0$ — структурный коэффициент;

$R_{зап}$ — принимается равным наименьшей прочности используемых заполнителей. В случае применения кварцевых песков, как правило, $R_{зап} = R_{щ}$;

$\varphi(\delta_{ЦК}/r_{зап})$ — функция, учитывающая влияние на прочность бетона отношения толщины обмазки цементным тестом (камнем) зерна заполнителя к его радиусу:

$$\varphi(\delta_{ЦК}/r_{зап}) = 0,05 \cdot \ln(\delta_{ц.к}/r_{зап} - 0,01) + 1,1 \quad (17)$$

Параметр $\delta_{ЦК}/r_{зап}$ рассчитывается из следующего выражения [9]:

$$\frac{\delta_{ЦК}}{r_{зап}} = \sqrt[3]{\frac{1 - m_{п.зап}}{1 - m_{ЦК}} - 1} \approx \sqrt[3]{\frac{1 - m_{Т.2}}{(1 - m_{Т.2}) - m_{Т.1}} - 1} \quad (18)$$

где: $m_{п.зап}$ — пустотность смеси заполнителей;

$m_{Т.1}$, $m_{Т.2}$ — соответственно относительные объемы цементного теста, обусловленного раздвижкой зерен заполнителя и цементного теста, и заполняющего пустоты в смеси заполнителей.

Анализ выражений (16)–(18) показывает, что наибольшее влияние на величину $k_{стр}$ (формула (16)) оказывает величина $m_{Т.1}$ — относительный объем цементного теста, идущего на раздвижку зерен заполнителя, т.е. фактически на образование

$\delta_{ЦК}$. При значениях $m_{T,1} \approx 0,05-0,06$ структурный коэффициент $k_{стр}$ приближается к максимуму, равному $0,83-0,77$. Следовательно, для таких значений $m_{T,1}$ необходимая средняя прочность бетона на сжатие в случае $R_{щ} \geq (1,2-1,3)R_6$ будет обеспечиваться (ограничиваться) прочностью цементного камня, что соответствует известным рекомендациям по требуемой величине прочности горной породы щебня на сжатие [18].

Расчетная средняя прочность на сжатие бетона принимается равной наименьшему значению из $R_{б(ЦК)}$ и $R_{б(з)}$.

Формулы (8)–(16) были применены для расчета средней прочности бетона на сжатие (кубы $15 \times 15 \times 15$ см) в возрасте 28 суток ряда составов (более 100) из опытов автора или заимствованных в литературе. Прочность обчисленных композиций находилась в пределе от 60 до 140 МПа. Часть из них приведена в таблице, где также даны расчетные и фактические величины R_6 и отклонения между ними. Мелким заполнителем служили кварцевые пески с модулем крупности от 1,7 до 3,1. В качестве крупного заполнителя использовались щебни из прочных магматических (гранит, базальт, диабаз, гранитогайс, габбро, габбро-диабаз, тешенит, гранодиорит), осадочных (известняк) горных пород. Их прочность на сжатие колебалась от 120 до 390 МПа. Расход цемента активностью от 49,0 до 80,0 МПа составлял $400..700$ кг/м³; водоцементное отношение изменялось от 0,24 до 0,42. Удобоукладываемость бетонных смесей рассматриваемых составов находилась в диапазоне от сверхжестких бетонных смесей (жесткость по техническому вискозиметру 200с) до литых ($OK > 20$ см). В ряде составов использовались пластификаторы (СДБ) или суперпластификаторы (С-3, 10-03).

Анализ таблицы, свидетельствует об удовлетворительной сходимости расчетных и фактических значений прочности бетона на сжатие. Диапазон относительных погрешности находились в диапазоне от $-14,6$ до $+13,3$ %, при среднеквадратичном отклонении равном $7,1$ %. Полученные результаты позволяют рекомендовать алгоритм, изложенный в зависимостях (8)–(18) для предварительных инженерных расчетов или технико-экономических обоснований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н. Теоретические основы бетоноведения: Учеб. пособие. — Мн.: Выш. шк., 1991. — 188с.
2. Получение бетона заданных свойств. М.: Стройиздат, 1978. — 53 с. (Центр. правл. НТО стройиндустрии. Наука — строит. производству). Авт.: Ю.М. Баженов, Г.И. Горчаков, Л.А. Алимов, В.В. Воронин.
3. Сорокер В.И., Довжик В.Г. Жесткие бетонные смеси в производстве сборного железобетона. М.: Стройиздат, 1964. — 307с.
4. Гершберг О.А., Левин Л.И. Уточнение формулы прочности тяжелого бетона на основе физической интеграции закона водоцементного отношения // Бетон и железобетон. — 1974. — №9. — С. 5-7.
5. Пособие 5.03.01-96 к СНиП 3.03.01-87. Проектирование и возведение конструкций подземных частей полносборных зданий с рациональным применением монолитного бетона / Минстройархитектуры РБ. — Минск, 1997. — 153 с.
6. Пунагин В.Н., Дзюбан А.В. и др. Анализ и совершенствование методов прогнозирования прочности бетона // Строительство и архитектура. Сер. Изв. Вузов. — Минск, 1990. — №11. — С. 53-58.
7. Руководство по подбору состава тяжелого бетона. НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1979. — 103с.

Таблица Составы бетона, расчетные и фактические значения средней прочности бетона на сжатие

№*	R _ц МПа	Щебень (горн. порода) R _{с.п.} МПа	Ц кг/м ³	Дн кг/м ³	П кг/м ³	Щ кг/м ³	В кг	Воз л	R _б ^{расч} МПа	R _б ^{оп} МПа	Δ, %
1	62,1	Гранит/140	600	-	96	1500	168	30	113,4**	107,0	+6,0
2	62,1	Гранит/140	700	-	663	800	189	30	99,86	117,0	-14,6
3	50,2	Гранит/140	500	-	909	800	165	30	70,46	77,0	-8,5
4	50,2	Гранит/140	400	-	298	1500	132	30	72,33	69,0	+4,8
5	57,9	Гранит/160	520	-	525	1385	135	20	105,0	111,6	-5,9
6	57,9	Гранитогнейс/160	520	-	525	1385	135	20	111,0	124,0	-10,5
7	52,5	Гранодиорит/295	520	-	535	1400	125	20	133,7	138,7	-3,6
8	52,5	Габбродиабаз/345	520	-	530	1530	125	20	141,3	136,6	+3,5
9	48,0	Габбродиабаз/345	510	-	535	1520	133	20	112,4	111,0	+1,3
10	53,0	Гранодиорит/250	525	-	520	1390	131	20	123,9	124,0	-0,1
11	53,0	Гранодиорит/295	520	-	550	1400	130	20	119,2	135,0	-11,8
12	61,0	Гранит/140	500	-	500	1285	135	20	104,2**	106,0	-1,7
13	61,0	Базальт/390	500	-	560	1435	135	20	131,4	138,6	-5,2
14	61,0	Базальт/330	500	-	550	1410	135	20	126,0	111,2	+13,3
15	61,0	Габбро/350	500	-	575	1470	135	20	126,3	129,8	-2,7
16	61,0	Габбро/385	500	-	564	1450	135	20	131,2	131,8	-0,5
17	61,0	Диабаз/340	500	-	580	1480	135	20	124,1	120,0	+3,4
18	61,0	Диабаз/320	500	-	575	1470	135	20	122,0	124,8	-2,2
19	53,7	Гранит/140	556	-	329	1660	173	35	76,28	77,1	-1,1
20	57,0	Гранит/140	517	-	387	1351	155	20	75,68	80,1	-5,5
21	49,0	Гранит/140	685	-	514	1070	185	15	83,70	92,9	-9,9
22	53,7	Гранит/140	586	-	350	1660	157	35	99,30	96,1	+3,3
23	53,7	Базальт/300	526	-	314	1620	141	40	89,62	93,6	-4,3
23	49,0	Гранит/140	685	-	514	1070	185	15	83,70	92,9	-9,9
25	80,0	Гранит/140	422	-	422	1498	147	30	87,53	94,5	-7,4
26	52,5	Тешенит/175	450	-	461	1413	151	35	63,72	65,6	-2,9
27	52,5	Тешенит/175	500	-	406	1413	156	35	69,35	67,2	+3,2
28	52,5	Тешенит/175	550	-	342	1413	164	35	72,2	78,7	-8,3
29	52,5	Известняк/120	450	-	461	1413	151	35	62,44	65,1	-4,1
30	52,5	Известняк/120	500	-	406	1413	156	35	67,59	66,5	+1,6
31	52,5	Известняк/120	550	-	342	1413	164	35	70,12	71,0	-1,2
32	50,0	Гранит/140	600	-	625	1135	164	30	83,23	85,8	-3,0
33	50,0	Гранит/140	520	80	645	1170	167	30	93,0	97,1	-4,2
34	60,0	Гранит/120	600	-	620	1040	153	30	93,4	92,0	+1,6
35	60,0	Гранит/120	550	55	600	1060	154	30	88,14	87,5	+0,7
36	60,0	Гранит/120	500	100	600	1060	147	30	81,31	77,0	+5,6
37	60,0	Гранит/120	550	110	450	1150	168	30	75,36	73,0	+3,2
38	60,0	Гранит/120	550	110	450	1150	162	30	79,54	75,0	+6,1
39	60,0	Гранит/120	450	90	645	1075	132	30	82,70	79,4	+4,2

Примечания: * — составы № 1-4 по данным Э.К.Клеблеева; №5-11 — Н.В.Свиридова; № 12-18 — Ш.Т.Бабаева; № 19-25 — НИИСК; № 26-31 — А.А.Секанделидзе; № 32-39 — БелНИИС.
 ** — разрушение бетона по заполнителю.
 *** — в опытах № 35-39 Дн — шлак БМЗ; в опыте № 33 — микрокремнезем.

8. Блещик Н.П., Рыскин М.Н. Структурное моделирование механических свойств высокопрочного бетона // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сборник трудов Международной научно-практической конференции. / Под ред. Блещика Н.П. - Мн., «Технопринт». - С.51-63.
9. Блещик Н.П., Рыскин М.Н. Высокопрочный бетон – основа дальнейшего развития универсальных систем каркасных зданий // Архитектура и строительство. – 2001. – №1 (143). – С. 36-39.
10. Блещик Н.П., Рыскин М.Н. К вопросу о моделировании структуры и прочности цементного камня // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений/ Сборник статей П Межвузовской Научно-технической Конференции. Под ред. Н.П. Блещика, В.В. Тура. Брест: БПИ, 1998, в 2-х частях. Ч. 1. С.36-43.
11. Бабаев Ш.Т., Комар А.А. Энергосберегающая технология железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с химическими добавками. М.: Стройиздат, 1987. - 240 с.
12. Рыскин М.Н. Влияние технологических и структурных факторов на прочность высокопрочных бетонов // Современные архитектурно-конструктивные системы зданий и сооружений, новые строительные материалы и технологии: Сб. трудов. – Мн.: "Стринко", 2000. – С. 243–250.
13. Wee T.H., Chin M.S., Mansur M.A. Stress-Strain Relationship of High-Strength Concrete in Compression // Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 8, No 2, May, 1996, pp.70-76.
14. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. М., 1998. – 748 с.
15. Рекомендации по технологии изготовления конструкций из тяжелого высокопрочного бетона марок 600-800 агрегатно-поточным методом. Киев, НИИСК, 1974. – 24 с.
16. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. М., Стройиздат, 1969. -151с.
17. Гладышев Б.М. Механическое взаимодействие элементов структуры и прочность бетонов. Харьков, ВШ, 1987. – 166 с.
18. Сытник Н.И. Теоретические предпосылки и основы технологии получения бетона высокой прочности // Высокопрочные бетоны. К., НИИСК, 1967. – С. 6-14.

УДК 69.003:658.012

Селькин Д.М.

ФОРМИРОВАНИЕ ПАРКА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН НА ОСНОВЕ ЛИЗИНГОВЫХ ОПЕРАЦИЙ

Среди многих факторов, влияющих на фактическую стоимость строительства, одним из наиболее существенных является совершенствование организации и управления строительного производства и, в частности, парка строительных машин.

В настоящее время номенклатура парка строительных машин включает огромное количество наименований, и машины одного и того же назначения представлены многими типами. Интенсивность воздействия фактора технического прогресса и существующие темпы морального и физического износа техники порождают разнородность парка строительных машин.

По предварительной оценке, на обновление и техническое перевооружение парка машин в строительстве потребуется в ближайшие 3..4 года 6,8 трлн. руб. инвестиций.

В современных рыночных условиях, при отсутствии бюджетного финансирования, постоянно возрастающей потребности обновления основных фондов и развития производственных мощностей, проведении технического перевооружения строительных предприятий путем использования самой эффективной техники нового поколения, наиболее привлекательным способом обновления основных фондов строительных предприятий является *лизинг*.

Лизинг следует рассматривать как вид инвестиционной деятельности, при котором предприятию предоставляется товарный кредит в виде машин и механизмов. Осуществление лизинговой операции происходит по следующей схеме: строительное предприятие нуждается в каком-то конкретном оборудовании или технике, но по некоторым причинам не может приобрести его в собственность. Тогда строительное предприятие обращается в лизинговую компанию (лизингодателю), которая обладает денежными средствами, либо может взять кредит для покупки этой техники. Лизинговая компания приобретает выбранную технику и передает ее предприятию (лизингополучателю) в аренду. По мере производства с помощью этой техники строительной продукции и последующей ее реализации у лизингополучателя появляются денежные средства, которыми он расплачивается с лизингодателем, постепенно выплачивая стоимость предмета лизинга и компенсируя все расходы по приобретению и обслуживанию техники, включая проценты за кредит и вознаграждение лизинговой компании. Срок, на который техника передается во временное пользование, по продолжительности совпадает со сроком его полной амортизации. Как правило, взятая в лизинг техника, выкупается лизингополучателем в течение трех лет. До выкупа она является собственностью лизингодателя.

Такова схема *финансового лизинга*. Другой вид лизинга, *оперативный*, позволяет передавать машины и механизмы в период нормативного срока эксплуатации машин и механизмов нескольким лизингополучателям. Оперативный лизинг дает возможность кратковременного использования техники для производства отдельных видов работ.

Рассмотрим применение этих двух видов лизинга на примере предприятий механизации.

При формировании парка строительных машин предприятие механизации может применить различные варианты приобретения техники, такие как:

- приобретение машин и механизмов за счет собственных средств;
- привлечение кредита для покупки техники;
- применение механизма лизинга для обновления парка строительных машин.

Предприятия механизации могут использовать как финансовый, так и операционный лизинг.

Приобретая основные средства по схеме финансового лизинга, предприятие механизации освобождает собственные денежные средства, которые направляет на производственную деятельность, а по истечении срока финансового лизинга техника переходит в собственность предприятия. Таким образом, предприятие механизации обновляет свой парк достаточно новой техникой с очень низким процентом морального износа.

Также, используя финансовый лизинг, предприятие механизации может передать взятую в лизинг технику строительным организациям, не имеющим своего парка строительных машин в *сублизинг*, который представляет собой особый вид отно-

шений, возникающих в связи с переуступкой прав пользования предметом лизинга третьему лицу.

При оперативном лизинге по закону РФ «О лизинге», переуступка прав лизингополучателем третьему лицу не допускается и договор сублизинга не может быть заключен.

Передачу строительным организациям техники находящейся в собственности предприятия механизации можно осуществлять по схеме оперативного лизинга, используя при этом одну из схем организационных форм управления строительством — традиционную схему генподрядных отношений, систему «под ключ», организационную форму «профессионального управления строительством».

Практика показывает, что на эффективность работы строительных предприятий оперативный лизинг оказывает огромное воздействие. Вследствие этого, для оперативного лизинга целесообразно применить некоторые льготные условия, которые применяются для финансового лизинга. К ним относится предоставление льготных кредитов, освобождение от налогов прибыли, которая используется для приобретения машин и механизмов, проведение ускоренной амортизации и др.

Помимо положительных сторон финансовых возможностей лизинга его отрицательной стороной является относительная дороговизна по сравнению с приобретением имущества в собственность за счет собственных средств или кредита. И, чтобы убедиться в эффективности лизинга по сравнению с другими вариантами приобретения оборудования, заключению каждой сделки должен предшествовать всесторонний анализ различных сторон лизинга и технико-экономическая оценка последствий его применения для финансового состояния пользователя.

Прежде всего, эта оценка необходима самому предприятию (лизингополучателю), экономисты которого должны готовить инвестиционные проекты, а затем заниматься их реализацией.

Задача наилучшего использования лизинга первоначально решается на стадии формирования организационной и производственной структуры строительного предприятия, и в дальнейшем целиком зависит от видоизменения структуры работ и заданных режимов производства.

Решение этой задачи необходимо для планирования оптимальной расстановки собственного парка машин, распределения машин взятых в лизинг, передачи собственных основных фондов в лизинг во время их простоев и т.д.

Для каждого соотношения видов работ должно быть найдено такое распределение машин, при котором максимальное их количество назначалось бы на наиболее соответствующие их характеристикам виды работ, и были бы сведены к минимуму потери от недоиспользования производительности.

Постановка задачи распределения формируется следующим образом: распределить существующие и взятые в лизинг машинные ресурсы таким образом, чтобы было достигнуто своевременное и комплексное обеспечение потребности строительного производства при минимизации себестоимости работ. Поэтому, при использовании лизинга одним из главных условий является соответствие технических качеств и производительности машин и объемов планируемых работ.

С целью оказания практической помощи по выбору лизинга как альтернативного варианта формирования парка строительных машин, требуется разработать соответствующие методические рекомендации, которые позволили бы наиболее эффективно применять лизинг в зависимости от структуры, видов, объемов работ на объектах, сроков строительства, от производственной и организационной структуры предприятий, от условий производства работ, транспортных схем и экономических параметров производства.

При разработке методических рекомендаций по организации лизинга на строительных предприятиях предстоит исследовать различные факторы, влияющие на объем и структуру лизинговых операций. К таким факторам относятся: производственная мощность строительного предприятия, рассредоточение объектов строительства, концентрация, специализация и др.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральный закон от 29.10.98 г. № 164-ФЗ «О лизинге».
2. Карп М.В., Махмутов Р.А., Шабалин Е.М. Финансовый лизинг на предприятии. М.: ЮНИТИ, 1998.

УДК 691.5:666.96

Семенюк Р.П., Близнюк Д.Ф., Смоляк Д.С., Петрусев И.В.

ДЕКОРАТИВНЫЕ ПОКРЫТИЯ «ПЛАСТФЛОК»

Технология стеновых отделочных материалов постоянно развивается и совершенствуется. Создано огромное количество декоративных штукатурок и структурных красок, а также флоковые покрытия. Предлагаемый материал «ПЛАСТФЛОК» представляет собой хлопья из пластмасс неправильной формы, полученные измельчением пластиковых бутылок из-под напитков. Декоративное покрытие из этого материала многослойное. Его нанесение представляет собой несколько последовательных операций. Сначала на подготовленную поверхность при помощи валика или кисти наносится клеевая основа, затем с помощью пистолета-распылителя или пылесоса с насадкой набрасываются флокки. После высыхания клеевой основы неровно приставшие хлопья сметаются щеткой, а стена покрывается матовым или глянцевым лаком. Полученное покрытие обладает хорошими теплоизоляционными и акустическими свойствами, высокой степенью декоративности.

Применяя «ПЛАСТФЛОК» можно вволю пофантазировать. К примеру, изменяя цвет клеевой основы, которая будет видна между мелкими хлопьями, получим новые варианты цветового дизайна. Вводя мелко-измельченный материал в дисперсию синтетических смол можно получить однокомпонентное покрытие. Оно наносится на основу при помощи кельмы или путем набрызга. Такое покрытие не требует дальнейшей обработки.

Тепло- и звукоизоляционные свойства покрытий «ПЛАСТФЛОК» обеспечиваются их пористой структурой. Покрытия требуют минимального ухода с помощью влажной губки.

Практичность использования покрытия достигается благодаря отсутствию швов и строительных отходов — весь материал идет в дело. Осыпавшиеся хлопья после работы собираются и сохраняются для ремонтных работ.

Покрытие «ПЛАСТФЛОК» может быть использовано при оформлении административных зданий, банков, офисов, гостиниц, спортивных комплексов и т.п.

МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ТЕХНОЛОГИИ ПРОИЗВОДСТВА ПЕНОБЕТОНОВ

В национальной стратегии устойчивого развития Республики Беларусь, одобренной Президиумом Совета Министров в марте 1997 г., предусматривается обеспечить снижение стоимости, энергоемкости и материалоемкости строительства за счет использования безотходных технологий в строительстве.

Пенобетоны являются высокоэффективным строительным материалом для ограждающих конструкций стен жилых и общественных зданий.

Эти бетоны обладают практически всеми преимуществами, которые имеют ячеистые бетоны автоклавного твердения перед традиционными строительными материалами (легким бетоном, кирпичом и др.).

Общепринятая технология изготовления автоклавного ячеистого бетона, включающая обязательную операцию обработки изделий паром высокого давления (0,8–1,2 МПа) в автоклавах, является энергоемкой, малодоступна для большинства строительных организаций, заводов ЖБИ и тем более для объединений агропромышленного комплекса, испытывающий наибольший дефицит в строительных материалах. Возможность получения пенобетонов с нормируемыми свойствами в условиях нормального твердения или малозэнергоемкой технологии при атмосферном давлении значительно упрощает и удешевляет технологию, а также не требует применения высококвалифицированных кадров.

В настоящее время в ряде стран в связи с удорожанием энергоносителей и тепловой энергии, создан значительный задел по созданию эффективных технологий и разработок по механизации и автоматизации производства пенобетонов неавтоклавного твердения, в результате использования которых увеличился выпуск и улучшилось качество изделий. Однако существуют проблемы, которые необходимо решать ученым и производственникам.

Для получения пенобетонов неавтоклавного твердения плотностью от 400 кг/м³ до 600 кг/м³, не уступающих по прочности автоклавному газобетону необходимо:

- увеличить прочность материала за счет повышения марки цемента, модификации цемента, введения тонкодисперсных минеральных и органических добавок, а также введения суперпластификаторов;
- уменьшить толщины межпоровых перегородок, регулированием реологических свойств цементного теста с помощью добавок, а также выбором эффективных пенообразователей;
- создать пеногенераторы нового поколения и смешительное оборудование, позволяющее равномерно распределять пену в растворной смеси с наименьшим ее разрушением.

Получение пенобетонов при использовании пенообразователей с низкой стабильностью типа пожарных пен [1] затруднено, стойкость их оказывается очень малой. Увеличить прочность пенобетонов возможно за счет увеличения прочности межпоровых перегородок за счет применения цемента с удельной поверхностью более 3500 см²/г, а также снижения В/Т отношения, на что указывают данные [2].

Очевидно, что предложенные способы повышения прочности пенобетонов действительно, когда достигается стабильность пенобетонной смеси. Важным фактором стабильности пенобетонной смеси различной плотности является структура пены, от которой зависит дальнейшее формирование пенобетона.

По способам пенообразования аппаратуру для получения пен можно разделить на следующие группы: пеногенераторы, в которых пена образуется при барботировании воздуха через раствор пенообразователя; воздушно-пенные стволы, работающие по принципу соударения струй раствора; пеногенераторы, в которых пенообразование происходит на сетках. Последние публикации [3; 4] по технологии получения пенобетонов указывают на то, что, в основном, применяются пеногенераторы сетчатого типа.

Учитывая вышеизложенное, нами были исследованы параметры структуры пенобетонов. Изменение средней плотности может происходить как за счет изменения микропористости цементного камня путем назначения различной величины В/Ц или за счет частичной или полной замены зернистых включений песка воздухововлеченными макропорами и наоборот. При полной замене зернистых включений песка макропорами будет сформирована структура предельно поризованного пенобетона минимальной средней плотности без зернистого каркаса в его структуре. При полном замещении макропор зернами песка будет сформирована структура плотного мелкозернистого бетона. В диапазоне этих двух структур в зависимости от В/Ц, Ц:П могут быть получены промежуточные значения пенобетонов различной плотности.

В работе [5] представлена модель пенобетона в структуре которого имеются два вида разноразмерных включений: более крупными воздухововлеченными порами, а сами поры «омоноличены» материалом, состоящим из цементного камня, наполненного зернистыми включениями.

При количественном анализе структурных параметров использовались соотношения (табл. 1), которые связывают между собой исходные данные рецептурных факторов и получаемые в результате их варьирования объемные доли структурных составляющих поризованных пенобетонов. В лабораторных условиях был исследован ряд составов пенобетонной смеси, позволяющих получать пенобетон со средней плотностью $400-600 \text{ кг/м}^3$. Во время исследований кратность пены оставалась постоянной, изменялось лишь ее количество; применялись тонкодисперсные минеральные добавки трех типов; подвижность растворной части была постоянной.

В результате экспериментальных исследований установлено:

- возможность получения пенобетонов средней плотностью $400 - 600 \text{ кг/м}^3$;
- оптимальное водотвердое отношение (В/Т) в пределах $0,28 - 0,42$;
- эффективность введения в растворную часть тонкодисперсных наполнителей с большой удельной поверхностью для получения более прочных межпоровых перегородок, одновременно обеспечивающих получение более высокой стабильности пены;
- необходимость применения ускорителей твердения и суперпластификаторов для увеличения скорости набора прочности.

Для получения пенобетонов с улучшенными свойствами важное значение имеет выбор смесительного оборудования. В последнее время разработаны смесители барового типа, в которых перемешивание растворной части с пеной осуществляется под давлением с помощью компрессора. После получения пенобетонной смеси, с помощью компрессора она может подаваться на значительные расстояния по горизонтали и вертикали к месту укладки.

Все большее применение находят также смесители-аэраторы, в которых приготовление пенобетонной смеси осуществляется при больших оборотах — $1500-2000 \text{ об/мин}$ и с подачей сжатого воздуха в смеситель. Пенобетонная смесь получается более однородной, чем в смесителях барового типа, однако в данной технологии имеются трудности с применением пенообразователей. Необходимо использовать

пенообразователи обладающие большой кратностью и стойкостью, так как при больших оборотах смесителя разрушается значительное количество пены. Соотношения для расчета характеристик и параметров конгломератной структуры пенобетона

Характеристики и параметры структуры	Расчетные формулы
Общий объем микропор, $V_{мп}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{мп} = 1 - V_{тв.ф.цк.}$
Объем твердой фазы цементного камня, $V_{тв.ф.цк.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{тв.ф.цк.} = P_{ср.цк.} / P_{цк.}$
Объем негидратированных зерен цемента, $V_{зц.}$	$V_{зц.} = (1 - \alpha) V_{тв.ф.цк.} \times P_{цк.} / P_{зц.}$
Объем гидратированных зерен цемента, $V_{зц.}$	$V_{зц.} = \alpha V_{тв.ф.цк.} \times P_{цк.} / P_{зц.}$
Объем твердой фазы плотного мелкозернистого бетона, $V_{тв.ф.пл.б.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{тв.ф.пл.б.} = P_{ср.пл.б.} / P_{пл.б.}$
Объем твердой фазы в поризованном цементном камне, $V_{тв.ф.пор.ц.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{тв.ф.пор.ц.} = P_{ср.пор.ц.} / P_{цк.}$
Объем твердой фазы в поризованном бетоне, $V_{тв.ф.пор.б.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{тв.ф.пор.б.} = P_{ср.пор.б.} / P_{пл.б.}$
Объем пор воздухововлечения в поризованном бетоне, $V_{веп.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{веп.} = (1 - P_{ср.пор.б.} / P_{ср.пл.б.})$
Объем пор воздухововлечения в поризованном цементном камне, $V_{веп.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{веп.} = (1 - P_{ср.пор.ц.} / P_{ср.цк.})$
Объем микропор в поризованном бетоне, $V_{мп.}$	$V_{мп.} = 1 - V_{тв.ф.пор.б.} - V_{веп.}$
Объем микропор в поризованном цементном камне, $V_{мп.ц.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{мп.ц.} = 1 - V_{тв.ф.пор.ц.} - V_{веп.}$
Объем цементного камня в поризованном бетоне, $V_{цк.}, \text{м}^3/\text{м}^3$	$V_{цк.} = 1 - V_{зц.} - V_{веп.} - V_{мп.}$

Таким образом, для организации производства по изготовлению пенобетонных изделий или возведения монолитных конструкций, необходимо учитывать свойства применяемых материалов, условий приготовления пенобетонных смесей и использование эффективного оборудования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Черных В.Ф., Маштаков А.Ф., Щибря А.Ю. Повышение качества теплоизоляционного пенобетона за счет химических добавок // Строительные материалы. – 1999. № 7-8. – С. 38-39.
2. Дьяченко Е.И., Неупокоев Ю.А., Коротких Д.Н. Повышение сопротивления разрушению высокопоризованных материалов // Сб. научн. тр. ПГАСА. М., 2000. – с. 86-88.
3. Удачкин И.Б. Теплоснабжение и экология – ключевые направления деятельности инновационного центра // Строительные материалы. – 1999. № 1. с. 4-6.
4. Хархардин А.И., Веснин Л.С. Опыт освоения массового производства пенобетонных изделий // Строительные материалы. – 1999. №2. с. 30-31.

5. Чернышов Е.М., Славчева Г.С., Дьяченко Е.И. Нормирование размера зернистых включений в поризованных бетонах на основе моделирования и экспериментального исследования их структуры // Сб. научных трудов «Современные проблемы строительного материаловедения». Иваново. 2000. — с. 585 — 595.

Титова Л.А., Бейлина М.И., Гончарова Ю.В.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ РАСШИРЯЮЩИХ ДОБАВОК НА СТРОЙКАХ Г. МОСКВЫ

В настоящее время бетон на основе портландцемента является одним из основных строительных материалов и по праву занял ведущее место в монолитном и сборном железобетоне. Однако усадочные деформации, сопровождающие твердение портландцемента, и изменение температурно-влажностных условий эксплуатации вынуждают принимать дополнительные меры для повышения трещиностойкости, водонепроницаемости, морозостойкости, коррозионной стойкости и других важных технических, товарных и эксплуатационных свойств железобетонных конструкций.

В результате многолетних исследований, проведенных отечественными и зарубежными учеными, получен результат, в значительной мере устраняющий последствия усадочных деформаций в бетоне. Был создан новый вид вяжущих, которые, в отличие от традиционного цемента, в процессе твердения увеличиваются в объеме. Эти вяжущие могут быть объединены в одну группу под названием «расширяющиеся цементы» (РЦ). Они предназначены для создания в бетоне деформаций расширения, в частности, превышающих деформации усадки, что позволяет получать в железобетоне самонапряжение. Исследования, выполненные в НИИЖБе, создали теоретические и практические предпосылки, позволяющие получать бетоны на РЦ с регулируемым (в соответствии с заранее заданными параметрами) расширением.

Практический опыт применения бетонов с регулируемым расширением в монолитных и сборных железобетонных сооружениях жилого, гражданского, промышленного строительства и машиностроения показал, что во многих случаях использование таких бетонов дает возможность получать конструкции, которые превосходят по своим техническим, эксплуатационным и экономическим характеристикам аналогичные железобетонные конструкции из бетонов на портландцементе. Это связано с тем, что бетоны на РЦ отличаются от бетонов на портландцементе повышенным сопротивлением растяжению, лучшей трещиностойкостью, морозостойкостью, водонепроницаемостью и коррозионной стойкостью.

В последние десятилетия в НИИЖБе разработаны и применены в различных областях строительства напрягающие бетоны и бетоны с компенсированной усадкой, позволяющие обеспечивать конструкциям на их основе повышенную водонепроницаемость, морозостойкость, трещиностойкость. Такие бетоны могут быть получены на основе портландцемента и расширяющих добавок. Расширяющие добавки — экологически чистый продукт, и могут быть получены как по обжиговой, так и по безобжиговой технологии, используя для их производства различные отходы промышленных производств. Среди разнообразия запатентованных в России добавок особый интерес представляют алюминатно-сульфатные и алюмо-оксидные добавки, а также различные их комбинации, свойства которых определяются условиями гидратации и твердения алюминатов и сульфоалюминатов кальция, их соединения с силикатами и сульфатами.

В настоящее время в ГУП «НИИЖБ» разработана и освоена целая гамма расширяющих добавок, позволяющая получать как бетоны с компенсированной усадкой, так и напрягающие, а также сухие смеси различного назначения. На все материалы разработана вся необходимая (нормативная) документация для их промышленного производства.

Особый интерес представляла разработка бетонов с прогнозируемыми свойствами для конструкций большой протяженности, таких как фундаментные плиты и тонкие пластины, какими являются покрытия полов. К таким конструкциям, помимо специальных требований по износостойкости, агрессивным и ударным воздействиям, предъявляются основные требования по трещиностойкости и водонепроницаемости.

В отличие от стандартных конструкций из портландцемента, в которых небольшая предельная растяжимость бетона вызывает необходимость устройства деформационных швов, использование расширяющих добавок в составе вяжущего позволяет в тех же конструкциях отказаться от температурных швов. При этом исключается трудоемкая недолговечная гидроизоляция. Это наиболее экономично при возведении таких конструкций, как фундаментные плиты, где обычно для ликвидации подпора грунтовых вод устраивается гидроизоляция по подготовке под плитой.

Например, в конструкции фундаментной плиты торгово-оздоровительного комплекса на пл. Курского вокзала введение расширяющих добавок различного количества и качества в состав вяжущего позволило получить как бетоны с компенсированной усадкой, так и напрягающие.

Учитывая повышенную плотность, и тем самым повышенную водонепроницаемость бетонов с компенсированной усадкой, в фундаментной плите была отменена проектная гидроизоляция.

Фундаментная плита – конструкция большой протяженности и ее возведение требует длительного времени, поэтому было предусмотрено устройство специальных вставок, которые выполнялись из напрягающего бетона.

Характеристики бетонов на основе портландцемента и расширяющей добавки, использованных при возведении ТОК на пл. Курского вокзала, приведены в табл. 1.

Из анализа таблицы видно, что прочность бетона с компенсированной усадкой соответствует классу В30, а напрягающего бетона – В75, марка бетона по водонепроницаемости соответствует W12-W18 при марке по морозостойкости соответственно F300 и F500.

Таблица 1.

№№ п/п	Вид бетона	Прочность, МПа		Самонапряжение, кгс/см ²	Водонепроницаемость, W, ати	Морозостойкость, циклы
		7 суток	28 суток			
1	С компенсированной усадкой	296	418	3-4	12	300
2	Напрягающий	358	650	7,9	18	500

В мировой практике строительства в последние годы благодаря развитию эффективных материалов и конструкций, а также совершенствованию технологических процессов в строительной индустрии появилась возможность иметь строительные материалы полной заводской готовности, т.е. готовые к применению при минималь-

ном количестве дополнительных технологических операций. Такими новыми эффективными материалами являются сухие смеси для выполнения различных строительных работ.

Использование для готовых сухих смесей расширяющих добавок позволит значительно повысить качество сухих смесей.

Так разработанные высокопрочные сухие смеси для выполнения штукатурных и торкретных работ позволяют в 1,5-2 раза увеличить их прочность по сравнению с такими же смесями без РД, а их водонепроницаемость достигает марки W12-W20. В то же время, развитие связанных и свободных деформаций при гидратационном твердении таких смесей позволяет полностью компенсировать усадочные явления.

Важнейшей частью любых работ по устройству полов в промышленных зданиях является укладка бетонного покрытия.

Для покрытия пола наряду с значениями прочности на сжатие и изгиб важной характеристикой является износостойкость, причем стойкость к истиранию бетона практически прямо пропорциональна прочности на сжатие. Истираемость зависит от качества уплотнения поверхностного слоя, при этом особенно важно водоцементное отношение смеси и наличие водоотделения бетонной смеси. В этом случае в мировой практике применяется метод нанесения на поверхность сухой бетонной смеси с природными заполнителями, который практически вдвое повышает стойкость покрытия к истиранию.

В настоящее время разработана и освоена сухая гидроизоляционная смесь на основе расширяющих добавок для упрочнения покрытия пола, для выполнения штукатурных и торкретных работ, для выполнения различных ремонтных работ и т.д., позволяющая получать высокопрочные водонепроницаемые покрытия.

Таким образом, разработанные и освоенные в ГУП НИИЖБ расширяющие добавки могут найти следующее эффективное применение.

1. Высокопрочные бетоны с компенсированной усадкой могут с эффектом применяться при возведении и ремонте следующих сооружений и конструкций:

- сборных и монолитных емкостных (в том числе емкостей для хранения воды и темных нефтепродуктов), подземных сооружений, ограждающих конструкций.

Применение таких бетонов повысит трещиностойкость и водонепроницаемость конструкций, позволит исключить все виды гидроизоляции для:

- ограждающих конструкций и сооружений для захоронения отходов, в том числе радиоактивных.

Бетоны обладают сверхнизкой проницаемостью, поэтому применение их повысит надежность сооружений.

2. Разработанные на основе применения РД составы высокопрочных гидроизоляционных растворов и бетонных сухих смесей, могут применяться для:

- смесей с быстрым набором прочности, с повышенными показателями водонепроницаемости, прочности; такие смеси могут найти применение по закреплению анкеровки, креплению опор, заливке жестких соединений и арматуры; могут быть использованы для ремонта, где требуется обеспечение повышенных показателей;

- смесей для обеспечения гидроизоляции методом мокрого или сухого набрызга или штукатуркой.

Такие смеси могут применяться для покрытия гаражей, подвалов, бассейнов, резервуаров, ремонта и реконструкции горизонтальных и вертикальных водонепроницаемых поверхностей; обладают хорошей адгезией к металлу и старому бетону, могут выполняться различной цветовой гаммы.

- смесей, укрепляющих поверхностный слой покрытий предназначенных для упрочнения поверхности покрытия пола, а также для ремонта и восстановления бетон-

ных поверхностей; они обеспечивают получение высокопрочного водонепроницаемого поверхностного слоя толщиной 3..5 мм для пола, в том числе декоративного.

На основе портландцемента и расширяющей добавки всего в различные конструкции, возводимые за последние 1,5 года в г.Москве, было уложено бетона с компенсированной усадкой более 40 тыс.м³ и 1000 м³ напрягающего бетона.

УДК 624

Тур В.В., Кардунян Г.С.

ПРИМЕНЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ РАСШИРЯЮЩИХСЯ ВЯЖУЩИХ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Современные технологии в области производства строительных материалов позволяют получать бетоны нового поколения или так называемые «Ultra High Performance Concretes» (UHPC). Прочность при сжатии таких бетонов составляет до 180 Н/мм². Однако эти новые материалы не лишены присущих традиционным бетонам на основе портландцементных вяжущих недостатков, таких как: 1) усадка; 2) неадекватный рост прочности при сжатии росту прочности при растяжении. Поэтому бетоны на основе расширяющихся и напрягающих цементов востребованы и сегодня, а Конгресс ФИБ в Вашингтоне (в 1997 г) определил напрягающий бетон как материал XXI века.

Специфика механизма гидратационного твердения расширяющихся вяжущих позволяет реализовать такой оригинальный прием как «самоармирование», когда армирующая фаза имеет родственный состав с матрицей. При этом она выращивается путем направленного кристаллообразования непосредственно в твердеющем цементном камне. Самоармирование цементного камня волокнистыми кристаллами эттрингита, гипса позволяет повысить прочность изделий при сжатии на 100 %, при изгибе – на 40 % [1].

Бетон на основе напрягающего цемента в процессе твердения претерпевает регулируемое объемное расширение, которое интенсивно происходит тогда, когда структура бетона обладает начальной прочностью. Поэтому расширение напрягающего бетона в несвободных условиях приводит к появлению в его структуре собственных сжимающих напряжений (самонапряжений).

Бетоны на основе расширяющихся вяжущих принято разделять на:

- бетоны с компенсированной усадкой, расширение которых в условиях внешнего ограничения приводит к появлению самонапряжений, компенсирующих растягивающие напряжения, развивающиеся в результате усадки;
- напрягающие бетоны, несвободное расширение которых приводит к появлению в структуре самонапряжений такой величины, что они сохраняются в конструкции даже после полного завершения усадочных процессов. Эти бетоны используют при физико-химическом способе предварительного напряжения конструкций [2].

В силу особых условий формирования структуры (образование в структуре эттрингита, твердение в условиях монотонно возрастающего давления) напрягающий бетон обладает свойствами, отличными от традиционных портландцементных бетонов. Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона представлены в табл. 1.

Долговечность бетона и надежность железобетонных конструкций при использовании расширяющихся вяжущих обеспечивается за счет снижения дефектности структуры и улучшения его основных конструктивно-технических свойств.

Таблица 1: Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона

Характеристика	Ед. изм.	Диапазон значений
Прочность в возрасте 28 сут: — при сжатии — при растяжении	Н/мм ²	30 (10)–80 (15) 2,5–6,5
Свободное расширение	%	0,1–2,0
Самонапряжение (собственные напряжения сжатия при расширении в условиях стандартного ограничения)	Н/мм ²	1,0–6,0

Примечание: в скобках приведены значения суточной прочности при сжатии.

Результаты исследований водонепроницаемости и морозостойкости бетонов показывают, что простая замена портландцемента в бетоне на напрягающий цемент приводит к повышению морозостойкости в 1,8–2,3 раза, водонепроницаемости — в 3–5 раз; воздухопроницаемости — около 10 раз.

Напрягающий бетон обеспечивает пассивное состояние стальной арматуры, начиная с момента изготовления, и поддерживает его в течение расчетного срока службы конструкции из-за своей малой проницаемости, показывая высокую стойкость к различным агрессивным воздействиям, что по отношению к бетону на портландцементе составляет: в сульфатных средах — 3:1; в магниезальных средах — 2:1; в средах, содержащих хлор — 3:1.

Одной из важных эксплуатационных характеристик материала является его износостойчивость, которая в основном определяется способностью бетона сопротивляться истиранию. Испытания напрягающего бетона на истираемость по стандартной методике показывает, что его сопротивление истиранию минимум на 16–28 % превышает показатели бетона на портландцементе аналогичного состава.

Все эти свойства позволяют утверждать о высокой эффективности конструкций из напрягающего бетона, что подтверждено положительным опытом их эксплуатации [3].

Традиционно принято различать три основных случая применения напрягающих бетонов в строительстве. Первый, и наиболее распространенный, — для гидроизоляции сооружений; второй — для компенсации усадки в бетоне; третий — для получения расчетного самонапряжения железобетона. Причем во втором и третьем случаях водонепроницаемость конструкции обеспечивается автоматически.

Разработаны и широко внедрены в Беларуси конструктивные решения сборно-монолитных самонапряженных резервуаров для воды емкостью 50–500 м³, канализационных насосных станций, отстойников.

Напрягающий бетон в сборно-монолитных емкостных сооружениях позволяет одновременно решить две задачи: получить самонапряженный плотный стык между стеновыми элементами и обеспечить непроницаемость сооружения. Стеновые элементы из напрягающего бетона отличаются высокой водонепроницаемостью и не требуют дополнительной гидроизоляции.

Напрягающий бетон применяли для бетонирования плиты проезжей части мостовых конструкций. В известных проектных решениях напрягающий бетон предполагали к использованию главным образом в качестве водонепроницаемого слоя, вводимого взамен оклеечной изоляции.

В 1996 г. было выполнено обследование технического состояния моста, построенного в Могилевской области через р. Волчас. Монолитная армированная плита проезжей части моста была выполнена из бетона марки по самонапряжению

S_p2.0 на напрягающем цементе ПО «Волковыскцементосифер». Результаты обследования и испытаний отобранных проб после 10 лет эксплуатации показали, что конструкции мостового строения находятся в хорошем состоянии, следов протечек воды, морозного разрушения напрягающего бетона и т.д. не установлено, остаточная прочность при сжатии составляет 78 МПа. Независимо от замысла проектировщиков при ликвидации изоляционной прослойки монолитная плита включалась в работу основного пролетного строения, превращая конструкцию, по существу, в сборно-монолитную. При этом расширение напрягающего бетона монолитной плиты развивалось в условиях ограничения деформаций сборным настилом.

Испытания нагружением мостовых конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона, выполненные на Украине, показали, что при обеспеченной долговременной совместной работе самонапряженной монолитной плиты с основными несущими конструкциями было достигнуто уменьшение рабочей арматуры в разрезах пролетных строениях длиной 18; 12; 6 м соответственно на 5; 11; 21 %.

Существует ряд производств, где использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя является особенно выгодным. В многоэтажных зданиях гаражей, предприятий полиграфической и инструментальной промышленности, в сырых цехах возможно попадание на перекрытие различных флюидов: воды, масел, бензина и т.д. В результате усадки бетона в полах появляются трещины, через которые флюиды свободно проникают к несущим конструкциям. Обследования технического состояния целого ряда эксплуатирующихся объектов показали, что указанная изоляция в большинстве случаев не обеспечивает защиту несущих конструкций. Это приводит к прогрессирующему снижению их прочности и опасности обрушения. Используя в качестве монолитного слоя напрягающий бетон, появляется возможность, отказавшись от изоляционной прослойки, включить монолитную часть в работу основного несущего элемента, получая эффективную сборно-монолитную конструкцию.

Использование сборно-монолитного покрытия с монолитной плитой из напрягающего бетона при реконструкции главного пандуса Центра творчества молодежи в г. Бресте позволило выполнить усиление основных несущих конструкций при одновременном обеспечении водонепроницаемости сооружения. Это дало возможность отказаться от устройства дополнительной дорогостоящей гидроизоляции, дренажных слоев и существенно сократить сроки строительства. Неразрезная сборно-монолитная плита состоит из трех бесшовных фрагментов площадью 432 м², что практически невозможно реализовать при применении традиционных бетонов. Одновременно при бетонировании на поверхности плиты выполнен декоративный рисунок по технологии канадской фирмы SCP (рис. 1).

Наибольшие объемы внедрения конструкций из напрягающего бетона в Республике Беларусь имеют место при возведении большепролетных бесшовных плит полов промышленных предприятий различного назначения. Применение напрягающего бетона позволяет получить не только прочное долговечное основание под наливные полы, но и существенно улучшить эксплуатационные свойства конструкции, исключив образование усадочных трещин и отказавшись от дополнительной дорогостоящей изоляции. Размеры непрерывно бетонироваемых площадей составляют до 200 м² (рис. 2, 3). Только в 2000 году на строительных объектах Бреста и Брестской области (СП ОАО «Брестгазоаппарат», СП «Santa-Bremor-Brest», белорусско-итальянская фирма «Динамо-Текстиль-Программ» и др.) возведено более 15000 м² полов из напрягающего бетона.

Применение напрягающего бетона для замоноличивания узлов сопряжения главных рам западной трибуны реконструируемого по проекту ОАО «Брестпроект» стадиона «Динамо» в г. Бресте позволило получить равнопрочное стыковое соеди-

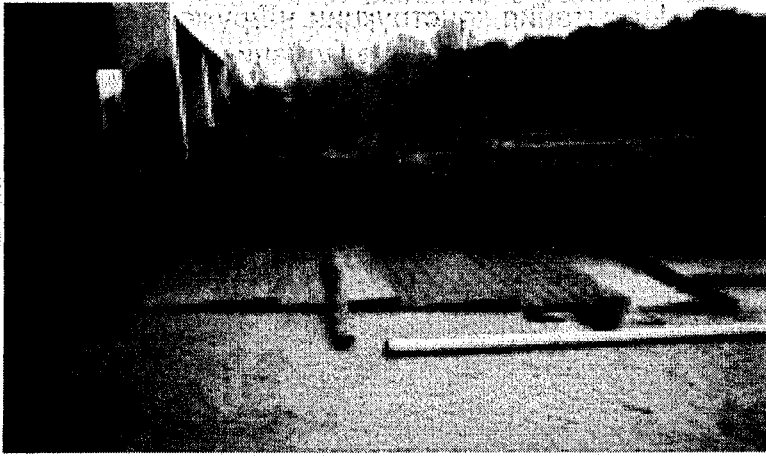


Рис. 1.

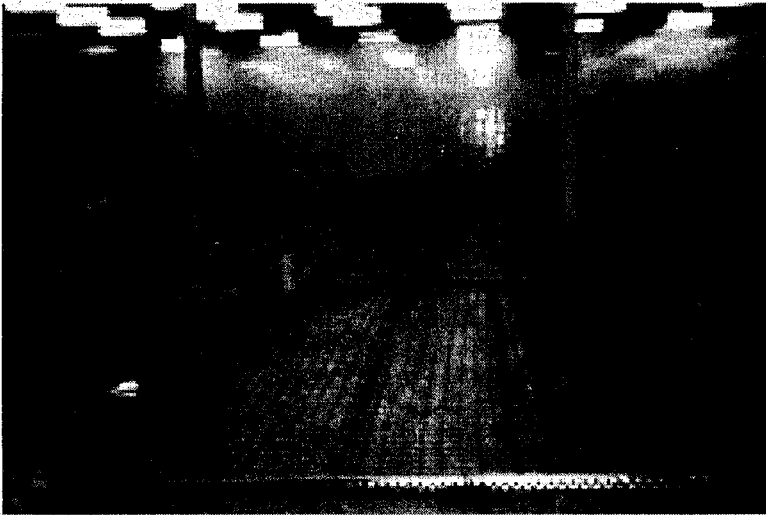


Рис. 2.



Рис. 3.

нение в растянутой зоне, обеспечив его предварительное напряжение в построечных условиях (рис. 4). Испытания конструкции нагружением (рис. 5) показали, что в стыковом соединении не наблюдалось образования и раскрытия трещин как по монолитному бетону, так и по контакту монолитного бетона и сборной конструкции.



Рис. 4.

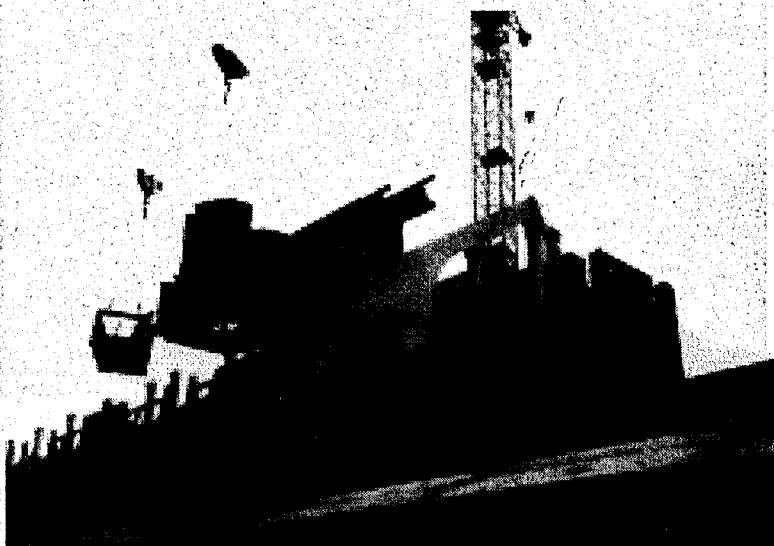


Рис. 5.

Бетон на напрягающем цементе использован в сборно-монолитных каркасах жилых зданий, возводимых в Беларуси в рамках программы «Рациональный дом» в 1998 – 2000 годах. В одной из конструктивных схем – для замоноличивания стыков между сборными элементами каркаса, в другой – для изготовления монолитных несущих ригелей перекрытия.

Для восстановления эксплуатационной пригодности ряда объектов была разработана система материалов на основе напрягающего цемента и технология выполнения работ методом инъектирования.

В подземных резервуарах для хранения мазута на СП ОАО «Брестгазоаппарат» вышла из строя гидроизоляция плит покрытия. Натурными обследованиями было установлено, что помимо нарушения сплошности клеечной гидроизоляции

при строительстве была некачественно выполнена заделка швов ребристых плит покрытия. Было принято решение добиться непроницаемости покрытия путем заделки швов между плитами методом инъектирования. Ширина заполненных швов составляла от 1 до 20 мм. В результате выполнения работ по принятой технологии с применением инъекционных расширяющихся составов была восстановлена полная непроницаемость сооружения.

В помещениях Южных казарм мемориального комплекса «Брестская крепость – герой» после реконструкции планируется разместить областную картинную галерею. Для восстановления эксплуатационной пригодности сводов было принято решение после придания поврежденным сводам проектного положения выполнить заполнение швов и трещин в кирпичной кладке методом инъектирования ремонтными составами на основе напрягающего цемента.

Возможности эффективного применения напрягающего бетона в строительстве велики, а продолжающиеся исследования в области самонапряженного железобетона открывают широкие перспективы в применении этого пока все еще нового материала.

Одно из главных направлений – это получение высокопрочных модифицированных напрягающих бетонов, обладающих высокой прочностью при растяжении. Получение таких бетонов позволит пересмотреть подходы к проектированию предварительно напряженных конструкций, отказавшись в ряде случаев от энергоемкого процесса механического натяжения арматуры. Важное место уделяется разработке нового поколения пространственных конструкций из напрягающего бетона, формирование которых осуществляется путем управления процессом расширения материала. Перспективным является применение напрягающего бетона в сталебетонных и комбинированно напряженных конструкциях, используемых в мостостроении.

Напрягающий цемент, использованный для бетонов, растворов, ремонтных материалов, был приготовлен полупромышленным способом при смешивании и домоле составляющих в шаровых мельницах. Увеличение объемов применения самонапряженного железобетона в Республике Беларусь связано, главным образом, с решением проблемы изготовления напрягающего цемента из местных материалов, а также использования специальных расширяющих добавок.

Вместе с тем следует помнить о том, что напрягающий бетон по-прежнему остается специальным бетоном, требующим соответствующей культуры выполнения работ. Уместно привести цитату из выступления проф. Ганноверского университета Х. Вирега на международном конгрессе «75 лет расширяющимся цементам»: «Занимаясь значительную часть жизни расширяющимся цементом, я все больше убеждаюсь, что он стоек практически ко всему, за исключением невежества».

Процесс внедрения напрягающего бетона должен быть постепенным, а его применение обоснованным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Саркисов П.Д. Новые материалы на рубеже веков // II Международ. совещ. по химии и технологии цемента. Пленарные доклады. Том. 1. – М. – 2000 – с. 23-34.
2. Тур В.В. Напрягающий бетон – материал грядущего века // Архитектура и строительство. – 1999. – №6 – с. 27-29.
3. Кардумян Г.С., Басов В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В. Напрягающий бетон в строительстве // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сб. трудов Международ. научно-практич. конф. / Под ред. Блещика Н.П. – Мн.: «Технопринт», 2000 – с. 103–112.

**КАЛОРИМЕТРИЯ КАК ОСНОВА ИНФОРМАЦИОННОЙ
ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНА НОВЫХ ПОКОЛЕНИЙ**

В арсенале современных методологических средств технологии цемента и бетона калориметрия занимает особое место [1]. Высокая чувствительность и достоверность регистрации и интерпретации тепловых эффектов как результата физико-химических реакций в процессах производства и эксплуатации материалов и изделий – отличительная особенность калориметрии. Значимость калориметрической информации о свойствах, составе, структуре, скорости и полноте превращений при твердении цементов и бетонов возрастает с развитием информационных технологий. Основные методы получения информации – изотермическая и сканирующая калориметрия [5-7] позволяют решать стратегические и тактические задачи бетоноведения, актуальные для бетонов нового поколения [2-4].

Это обеспечивается высокочувствительной калориметрией, значительной информационной емкостью результатов эксперимента для компьютерного материаловедения, экспертных систем и информационных технологий.

Проведение калориметрического анализа вызвало необходимость разработки и использования прикладных компьютерных программ для проведения математического и физико-химического моделирования кинетики гидратации и формирования микроструктуры цементного камня, прогноза температурных полей и напряжений в бетоне. Результаты калориметрического анализа наполняют соответствующие банки данных для применения в информационных технологиях цемента, железобетонных изделий и монолитного бетона при прогнозировании свойств и выборе режимов твердения бетона.

За последние два десятилетия развита методология двух разделов калориметрического анализа – термокинетики и термoporометрии (табл. 1 и 2), которые существенно дополняя друг друга, создают достаточно полную картину процессов твердения цементов.

Традиционно [1] данные о тепловыделении используют для оценки минералогического состава и дисперсности цемента, влияния химических и минеральных добавок, водотвердого отношения, температуры твердения, массивности бетона и др. Термокинетические зависимости позволяют формально и концептуально выделять лимитирующие стадии ранней гидратации для последующего описания и моделирования.

В зависимости от характера тепловыделения вяжущие вещества по признакам скорости и полноты протекающих процессов можно классифицировать на четыре группы (рис. 1). С переходом от I до IV типа закономерностей характерно появление и увеличение времени продолжительности индукционного периода, разделяющего первый и второй максимум тепловыделения. Одновременно растет максимальное значение степени гидратации с 0,1 до 0,9 при которой осуществляется твердение.

Знание термокинетических закономерностей твердения и показателей облегчает прогноз вяжущих свойств и режимов твердения цементов различного химического и минерального составов.

Однако, изученность тепловыделения не соответствует современному уровню технологии цемента и бетона, особенно для высокофункционального (HPC) и самоуплотняющегося (SCC) и реакционно-порошкового (RPC) бетонов.

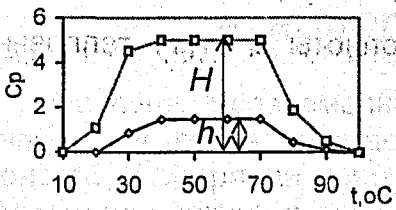
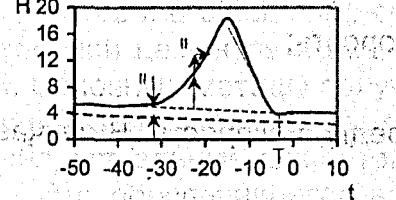
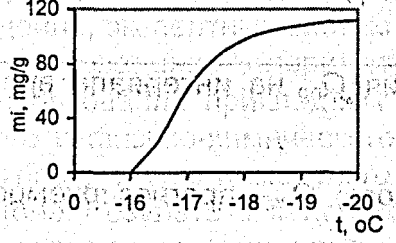
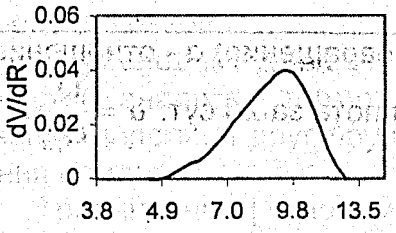
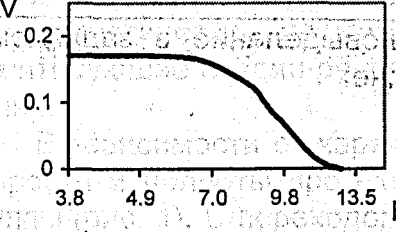
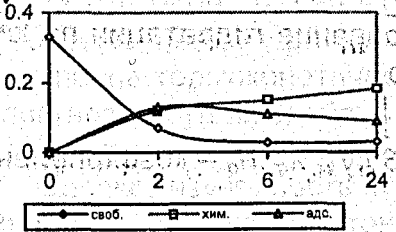
Таблица 1.

Задачи термокинетики

Зависимости	Результаты
	<p>Термокинетические зависимости скорости $\frac{dQ}{d\tau} = f(\tau)$ и полноты $Q = f(\tau)$ тепловыделения</p>
<p>по характеру кривой $\frac{dQ}{d\tau}$ выделяют три стадии гидратации:</p>	<p>Выделение характерных стадий гидратации:</p> <p>$V = \frac{dQ}{d\tau}$ - мгновенная скорость;</p> <p>$w = \frac{1}{\tau} \left(\int_0^{\tau} \dot{Q}(\tau) d\tau - Q_0 \right)$ - средняя скорость. В случае $\frac{w}{V} > 1$ реакция быстропротекающая. $\frac{w}{V} < 1$ - медленнопротекающая.</p>
	<p>Прогноз тепловыделения $Q_{пр}$ на интервале времени:</p> <p>$Q^- < Q_{пр} < Q^+$</p> <p>Q^-, Q^+ - интервал прогноза; $Q_{пр}$ - прогнозируемое тепловыделение</p>
	<p>Степень гидратации (превращения) α - отношение теплоты за время t, к теплоте за 28 сут: $\alpha = \frac{Q_t}{Q_{28}}$</p>
	<p>Неизотермическое тепловыделение в заданном температурном диапазоне:</p> $\frac{dQ}{d\tau} = \left(\frac{\partial Q}{\partial \tau} \right)_T \left[1 + \beta \tau \frac{E}{RT^2} \right]$
	<p>Имитационное моделирование гидратации по кинетическому уравнению:</p> $Q(\tau) = Q_{28} \left[1 - \exp(-k_q \tau^{n_q}) \right]$ <p>где Q_{28} - теплота за 28 сут, k_q, n_q - коэффициенты</p>

Таблица 2.

Задачи термопорометрии

Зависимости	Результаты
	<p>Теплоемкость C_p в данном интервале температур</p> $C_p = \frac{H \cdot C_p^{эм}}{h}$ <p>где $C_p^{эм}$ – значение теплоемкости эталона.</p>
	<p>Температура T и теплота H фазовых переходов определяется из экспериментальной кривой</p> $\frac{dH}{d\tau} = -\frac{dq}{d\tau} + (C_{sam} - C_{st}) \frac{dT}{d\tau} - RC_{sam} \frac{d^2q}{d\tau^2}$
	<p>Льдообразование при замораживании цементного камня</p> $m_i = m_i(0) + \sum_{n=1}^k (\Delta m_i)$
	<p>Размеры и распределение пор, заполненных водой, по размерам</p> $\frac{1}{R} = \frac{1}{2\gamma} \int_{T_0}^T \frac{\Delta S dT}{V}$ <p>где γ – свободная поверхностная энергия; ΔS – изменение энтропии при кристаллизации; V – объем жидкой фазы</p>
	<p>Объем пор, заполненных водой</p> $dV = \frac{\Delta H}{W} d(\Delta T)$ <p>где ΔH – тепловой эффект; W – энергия кристаллизации</p>
	<p>Анализ форм связи воды в цементном камне - количество адсорбированной воды α при условии неизменности толщины адсорбционного слоя</p> $\alpha = \left(\frac{A/\Delta T}{A/\Delta T + B} \right)$ <p>где A, B – коэффициенты.</p>

Тип законо- номерности	Вяжущие	Вид зависимости		
		$dQ/d\tau = f(\tau)$	$Q=f(\tau)$	$dQ/d\tau = f(Q)$
I	$3CaO \cdot Al_2O_3$, $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$, CaO			
II	$CaSO_4 \cdot 0,5H_2O$; $3CaO \cdot SiO_2$; CaO- Al_2O_3 ; CaO- $2Al_2O_3$, cements			
III	CaO/SiO ₂ ; 2CaO-SiO ₂ ; ashes; shlags			
IV	alkaline binders			

Рис.1.

Термокинетическая классификация процессов твердения вяжущих веществ

Тепловыделение при твердении цемента и бетонов необходимо рассматривать в качестве важного технологического фактора. Действительно [7], изменения в характере протекания гидратации связаны с проявлением термокинетического эффекта, который базируется на взаимодействии двух физических параметров – температуры и времени. Тепловыделение или экзотермия вносит существенный вклад в энергетический баланс твердения, определяет во многом прочность, трещиностойкость и другие свойства цемента и бетонов. Вклад экзотермии в энергетический баланс твердения определяется соотношением $\eta = Q_e / Q_p$, в котором Q_e – теплота гидратации цемента в неизотермических условиях, а Q_p – тепловые затраты на твердение для достижения заданной прочности.

Справедливость этих положений рассмотрим на двух примерах. Первый связан с вариацией значений модуля основности вяжущих (рис. 2,а), второй – с изменением скорости нагрева бетона при повышенных температурах (рис. 2,б).

С ростом модуля основности от 1,34 для портландцемента до 3,16 для шлакощелочных вяжущих вклад экзотермии снижается с 77,90 % до 10,16 %. Изменяя даже незначительно скорость нагрева бетона можно обеспечить условия для полного использования потенциальных вяжущих свойств и достижения высоких прочностных показателей. Более наглядно это видно из данных рис. 1.б, отражающих вклад экзотермии высоко- и низкотермичных разновидностей цемента в энергетический баланс твердения бетона при приложении тепловых воздействий.

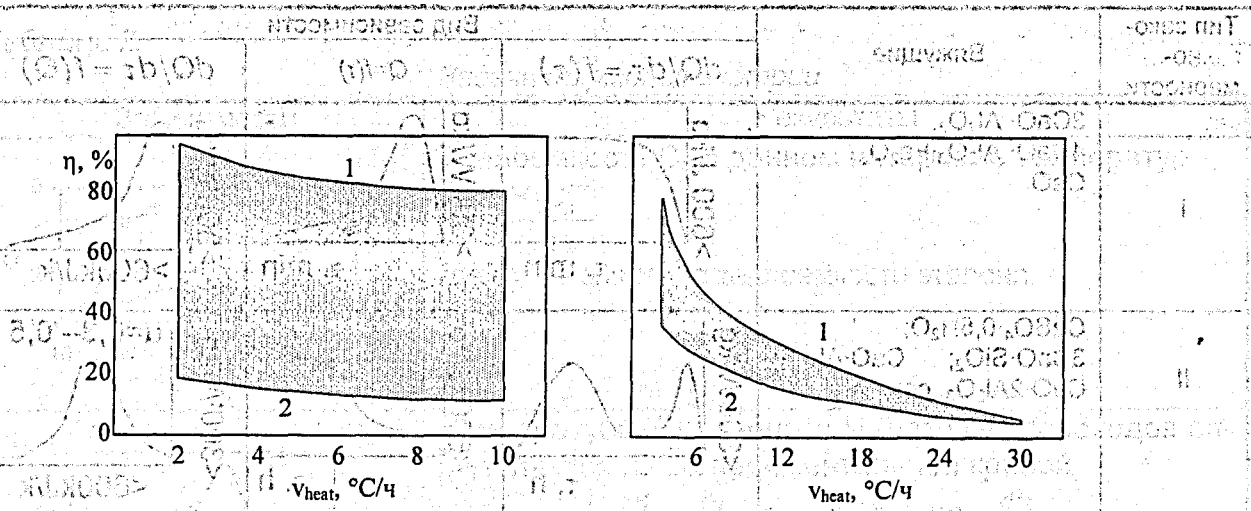


Рис. 2.
Вклад экзотермии в энергетический баланс твердения бетона.
а) портландцемент (1) и шлакощелочное вяжущее (2);
б) высоко- (1) и низкотермичный (2) цементы.

Методы термокинетики использовались нами и многими другими исследователями для углубления знаний о механизме и кинетике гидратации [5, 6], установлении общих закономерностей процессов твердения [7]. С помощью термокинетического анализа (ТКА) нам впервые удалось установить роль термокинетического фактора в твердении цементов и бетонов [8], количественно оценить вклад теплоты гидратации вяжущих различной основности в энергетический баланс твердения бетона [9].

Особый интерес представляет ТКА для изучения вопросов влияния химических добавок новых поколений на твердение цементов. Обосновано понятие кинетической селективности влияния добавок на процессы гидратации [10]. Справедливость его многократно доказана для различных цементов и добавок, особенно в связи с необходимостью решения проблемы совместимости добавок в бетоне новых генераций.

Данные ТКА позволили решить сложные уравнения Фурье-Лыкова для расчета и прогноза температурных полей и напряжений в бетоне, в том числе в массивных бетонных конструкциях [11]. Для определения распределения температурных полей в цилиндрическом элементе решается уравнение теплопроводности с внутренним источником теплоты:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial \tau} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T}{\partial r} \right) + \zeta \frac{Q_{28}}{\alpha_{28}} \frac{d\alpha}{d\tau}, \quad (1)$$

где: ρ и c — плотность и теплоемкость бетона; λ — коэффициент теплопроводности бетона; ζ — расход цемента на 1 м^3 бетона;

Q_{28} и α_{28} — тепловыделение и степень превращения цемента в 28 сут.

$$\alpha = \frac{Q(\tau)}{Q_{28}}, \quad (2)$$

где $Q(\tau)$ — тепловыделение цемента в произвольный момент времени τ .

При проведении этих исследований был разработан физико-математический аппарат моделирования и прогноза температурных полей и напряжений. Применение данных изотермической и адиабатической калориметрии позволило определить технологические возможности снижения негативного влияния экзотермии на термонапряженное состояние бетона.

Значимость перечисленных результатов особенно велика при освоении информационных технологий высококачественного бетона.

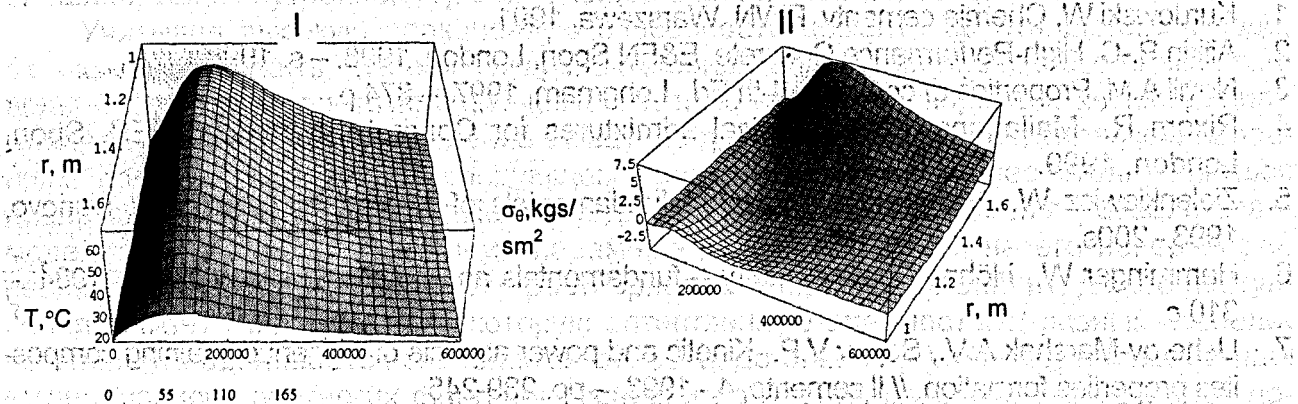


Рис. 3. Температурные поля I и горизонтальные напряжения II в бетонном элементе

Термопорометрия, как показал опыт ее приложения к задачам бетоноведения [12,5], позволяет с очень высокой точностью получить информацию о микропористости цементного камня в диапазоне 1,5 – 100 нм, формах связи воды, льдообразования и др. Для реализации метода термопорометрии предложена новая классификация структуры цементного камня с учетом физико-химических особенностей структурообразующих фаз – твердое, жидкость, газ в наименее изученной области размеров от 1,5 до 100 нм [13].

В бетонах новых поколений используется микрокремнезем. Его влияние на характер структурообразования цементного камня проверено на портландцементе 3,25R с В/Т=0,25. Микропористость представлена одной областью распределения по размерам в интервале 5–10,6 нм (рис. 4,а). Введение 20% микрокремнезема существенно сужает область распределения пор (7-10 нм) с одновременным уменьшением их суммарного объема с 0,043 до 0,0088 см³/г. Это свидетельствует об уплотнении структуры цементного камня и увеличении скорости связывания воды.

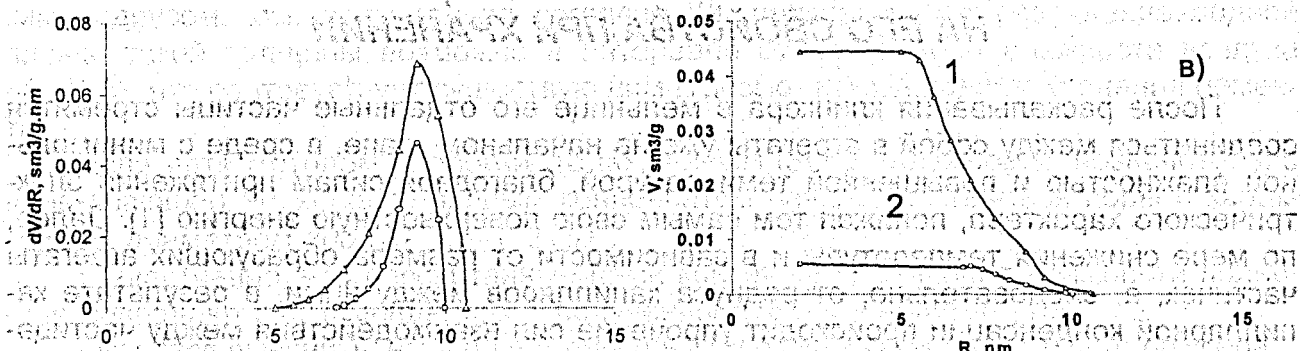


Рис. 4. Микропористость цементного камня а) распределение пор по размерам; в) объем пор; 1 – контрольный; 2 - цемент с микрокремнеземом

В общем можно констатировать высокую информационную емкость калориметрического анализа и его перспективность в связи с развитием бетонов новых поколений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Kurdowski W. Chemia cementy. PWN, Warszawa, 1991.
2. Aitkin P.-C. High-Performance Concrete. E&FN Spon, London, 1998. – s. 1998.
3. Neville A.M. Properties of concrete. 4-th Ed., Longman, 1997. – 874 p.
4. Rixom R., Mailaganam, N. Chemical admixtures for Concrete. 3-th Ed. E&FN. Spon, London, 1999.
5. Zielenkiewicz W., Margas E. Theoretical fundamentals of a dynamic calorimetry. Ivanovo, 1993.- 200s.
6. Hemminger W., Höhne G. Calorimetry – fundamentals and practice. Verlag Chem., 1984. – 310 с.
7. Usherov-Marshak A.V., Sopov V.P. Kinetic and power aspects of cement containing composites properties formation. // Il cemento, 4.- 1993. – pp. 239-245
8. Usherov-Marshak A.V., Sinyakin A.G. The thermokinetic factor in cement hardening. Cement, 1997. – s. 19-21.
9. Ушеров-Маршак А.В., Коробов А.И., Синякин А.Г. Тепловыделение при твердении цементов в программируемых неизотермических условиях. // Цемент, 1992, №1. – с. 36-40.
10. Ушеров-Маршак А.В. Селективность действия химических добавок на процессы твердения цемента. // Неорганические материалы, 1999, т. 35, №12. – с. 1531-1534.
11. Ушеров-Маршак А.В., Гиль Ю.Б., Синякин А.Г. "Термобет-М" – информационная технология монолитного бетона. // Бетон и железобетон, №4, 2000. – с.2-5.
12. Usherov-Marshak A.V., Sopov V.P., Kurdowski W. Studies of capillary porosity of clinker phases during hydration.// J. of Therm. Anal. and Calor., Vol. 55, 1999. – pp. 1031-1037.
13. Ушеров-Маршак А.В., Сопов В.П. Микроструктура цементного камня. // Коллоидный журнал, 1997, т.59, №6. – с. 846-850.

УДК 691.51

Якимович В.Д.

ВЛИЯНИЕ ГРАНУЛОМЕТРИИ ЦЕМЕНТА НА ЕГО СВОЙСТВА ПРИ ХРАНЕНИИ

После раскалывания клинкера в мельнице его отдельные частицы стремятся соединиться между собой в агрегаты уже на начальном этапе, в среде с минимальной влажностью и повышенной температурой, благодаря силам притяжения электрического характера, понижая тем самым свою поверхностную энергию [1]. Далее, по мере снижения температуры и в зависимости от размера образующих агрегаты частичек, а, следовательно, от радиуса капилляров между ними, в результате капиллярной конденсации происходит упрочение сил взаимодействия между частицами в агрегате и их дальнейший рост [1, 2]. Таким образом, под частичкой цемента перед смешиванием с водой мы не только имеем право, но и обязаны подразумевать агрегат – образование, состоящее из отдельных частичек или даже из отдельных меньших агрегатов.

В процессе хранения, перегрузок, транспортировки цемент оказывается в различных по своим физическим характеристикам условиях: влажности, давлению, температуре, составе паро-газовой атмосферы и др. Все эти параметры существеннейшим образом влияют на свойства цемента. Отвлекаясь от прочих, остановимся на показателе влажности атмосферы, в которой хранится и транспортируется цемент.

Водяные пары в первую очередь адсорбируются на поверхности цемента, как внешней, так и внутренней [3], образующей систему пор и капилляров. Учитывая высокую реакционную способность цемента по отношению к воде, можно предположить, что при каждом акте соприкосновения поверхности цемента и воды будет происходить их химическое взаимодействие (например, хемосорбция). Вполне вероятно, что это явление имеет место и сопровождается гидроксильрованием поверхности. Но в последующем процесс будет все более ограничиваться диффузионными явлениями. Поэтому для дальнейшего протекания реакций взаимодействия цемента с водяными парами, адсорбирующимися на его поверхности, необходимо введение в действие растворного механизма [4]. Значит, до его наступления цемент может иметь некоторую естественную влажность. У разных исследователей она оценивается значениями от 0,1 % до 0,42 % [1]. Эта величина, на наш взгляд, зависит от многих факторов: условий получения цемента, его удельной поверхности, минералогического и гранулометрического состава, времени, условий и способа хранения и т.д. При этом важно главное — на определенном этапе на поверхности цемента начинается рост слоя адсорбированной влаги.

Считается [1], что вода вступает в химическое взаимодействие с цементом в том случае, когда толщина адсорбционного слоя будет около 100 монослоев, т.е. порядка 10^{-8} м, что подтверждается [1, 5] и коррелирует с данными [3], поскольку при толщине полимолекулярного слоя в $10^{-9} \dots 10^{-8}$ м вода из слоя с особой структурой переходит к слою со свойствами объемной фазы, из двумерной жидкости, способной перемещаться лишь в плоскости поверхности частицы, переходит в обычную жидкость с тремя степенями свободы [6]. Но все это не значит, что вода слоем такой толщины должна покрыть всю поверхность частичек, составляющих цементные флоккулы.

Исходя из теории Зигмонди и согласно уравнению Кельвина [7], капиллярная конденсация влаги начинается при давлениях, меньших давления насыщения, и в порах тем большего радиуса, чем выше влажность и ниже температура среды. По данным [8], капиллярная конденсация происходит в порах с характерным размером $10^{-9} \dots 10^{-8}$ м. Как видим, эта величина того же интересующего нас порядка. Поэтому, предположив, что между частицами в цементной флоккуле имеются капилляры с таким радиусом, мы рассчитывая согласно [9], получаем, что достижение водной пленки такой толщины возможно в интервале относительной влажности воздуха 40–90 %, что соответствует существующим и возможным условиям хранения цемента.

Если идти методом аналогии, то по данным [3] при влажности, незначительно превышающей 90 %, капиллярным конденсатом начнут заполняться поры с характерным диаметром 200×10^{-9} м — 0,2 мкм.

Существенно, что рассчитанные нами критические значения влажности полностью совпадают с рекомендациями, полученными опытным путем [10].

Остается выяснить, есть ли в цементных флоккулах капилляры такого размера.

Если предположить, что эти капилляры представляют собой поры, образованные во флоккуле отдельными частицами, причем структура и пористость флоккул достаточно однородны, т.е. отношение объема пор к объему всей системы порядка 0,3–0,6, то можно принять, что радиус частиц того же порядка, что и у пор [9]. Тогда мы получим, что для образования каналов-пор размером порядка 10^{-8} м необходимы частицы с близким размером, с учетом приведенных выше данных [3] размер частиц должен находиться в интервале $2 \times 10^{-7} \dots 5 \times 10^{-9}$ м.

Ситовой анализ цемента показывает, что количество частиц размером менее 2 мкм может составлять в них 30 и более процентов [1]. Содержание частиц меньше-

го размера обычно не проверялось. Но, с другой стороны, удельная поверхность цемента, определенная по любому из методов Казени-Кармана, т.е. по воздухопроницаемости, не превышает для рядовых его марок 3.0-5.0 тыс. см²/г, тогда как по методу БЭТ для тех же цементов величина удельной поверхности составляет до 15 тыс. см²/г. В то же время из [1] видно, что эта же поверхность, определенная по адсорбции водяных паров, в 4-5 раз выше. Приведенные данные говорят о наличии в цементных флокулах значительной внутренней пористости, создаваемой скоплением мельчайших отдельных частиц. Ссылаясь на [1] и учитывая, что количество частиц в агрегате может составлять «многие десятки», можно сказать, что предположение о наличии в агрегате частиц с размером, близким к 10⁻⁸ м, становится правдоподобным.

Чтобы оценить это положение количественно, воспользуемся формулой, предложенной в [3], предположив, что форма частичек близка к шаровой: $d = 6 / (\rho \times S_{уд})$, где: d — средний характеристический диаметр, ρ — плотность материала, $S_{уд}$ — удельная поверхность материала.

Тогда для различных удельных поверхностей и одинаковой плотности материала получим следующие соотношения: $S_{уд} = 3500 \text{ см}^2/\text{г} - 5.5 \times 10^{-6} \text{ м}$, $15000 \text{ см}^2/\text{г} - 1.3 \times 10^{-6} \text{ м}$, $40\,000 \text{ см}^2/\text{г} - 5 \times 10^{-7} \text{ м}$, $60\,000 \text{ см}^2/\text{г} - 3 \times 10^{-7} \text{ м}$.

Вероятность наличия частиц с размером, меньшим в 10 раз от среднего (в нашем случае $3 \times 10^{-8} \text{ м}$), может составлять 10 и более процентов [3]. Кроме того, вычисляя d , мы использовали одинаковые значения плотности материала. Логично предположить, что с ростом определенной удельной поверхности плотность также будет возрастать, и что, следовательно, значительно уменьшится d .

Если же предположить, что после размола частички имеют форму, близкую к кубической, то, согласно [12], их средний статистический размер при удельной поверхности около $60\,000 \text{ см}^2/\text{г}$ будет равен 10^{-7} м .

С другой стороны, поры достаточного для капиллярной конденсации размера могут образовываться в местах контакта отдельных частиц. Рассчитаем их ориентировочный

Приняв относительную влажность воздуха равной 50 %, плотность воды 1000 и плотность твердой фазы 3100 кг/м³, а также предположив, что на капиллярную конденсацию в местах контакта частиц приходится 25 % всей свободноадсорбированной влаги, что составит 0.1 % от массы цемента [1], то диаметр частиц, необходимый для удержания влаги в конденсированном состоянии, будет равен:

$$D = (3 \times 10^{-7} / -\ln 0.5) \sqrt{1/3.1 \times 0.001} = 7.74 \times 10^{-8} \text{ м}$$

Если же изменить условия, приняв относительную влажность равной 90 %, а не 50 %, количество сконденсировавшейся у мест контакта частиц влаги соответственно 0.05 % от массы цемента, а не 0.1 %, то тогда необходимый и достаточный диаметр частиц будет $1.6 \times 10^{-6} \text{ м}$.

Таким образом, в цементных флокулах вполне могут присутствовать поры с характерным размером $10^{-8}..2 \times 10^{-7} \text{ м}$, в которых возможна адсорбция и последующая капиллярная конденсация влаги воздуха в широком диапазоне относительной влажности, не говоря уже о возможности этого процесса в местах контакта значительно более крупных частиц.

Капиллярная конденсация благоприятствует росту и упрочению флокул. Кроме того, оказалась объяснимой возможность при обычных значениях относительной влажности воздуха заполнения капиллярным конденсатом пор такого размера, в которых начинается срастание отдельных частиц путем обычного твердения. Причем

мы исходили из того, что химическое взаимодействие воды с поверхностью цемента начинается при толщине водного слоя около 100 монослоев, поскольку вода в слое меньшей толщины находится в сжатом при очень высоком давлении состоянии и не может перемещаться в нормальном к поверхности цемента направлении [7]. Но в капилляре вода находится уже под большим отрицательным гидростатическим давлением [3], и потому, наверное, срастание частичек во флокуле возможно в капиллярах и меньшего размера.

Естественно предположить, что капиллярная конденсация начинается у мест контакта частиц и распространяется затем на межчастичные поры доступного при данной относительной влажности размера. Соответственно и срастание частичек цемента во флокулах и флокул между собой будет происходить в такой же последовательности.

Известное в технологии старение цемента сопровождается не только снижением его активности и прочности получаемого на нем бетона, но и повышением комкуемости, снижением показателей удельной поверхности, текучести и т.д. Нам кажется, на основании приведенных рассуждений можно с высокой долей уверенности утверждать, что решающий вклад в старение цемента вносит, при прочих равных условиях, капиллярная влага, которая при критических значениях влажности способствует зарастанию капилляров внутренней пористости флокул и мест контакта отдельных, даже относительно крупных частей.

Все это приводит к изменению гранулометрии цемента, формы его частиц и агрегатов, к уменьшению как внешней, так и в первую очередь внутренней поверхности.

Кроме того, цемент переходит в качественно иное состояние. Силы связи между отдельными частичками во флокуле и флокул между собой становятся прочными, и потому отдельные сросшиеся флокулы и группы частиц нам приходится рассматривать как частички цементного камня. При этом часть внутренней поверхности исходного цемента оказывается замкнутой, не сообщающейся, либо ограниченно сообщающейся с окружающей средой. Естественно, что для разрушения таких сросшихся образований необходимы соответствующие мощные усилия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ходаков Г.С. Тонкое измельчение строительных материалов.- М.: Издательство литературы по строительству, 1972.- 240с.
2. Физическая химия вяжущих материалов./Т.В.Кузнецова, И.В.Кудряшов, В.В.Тимашев.- М.:Высшая школа, 1989.-384с.
3. Грег С., Синг К. Адсорбция. Удельная поверхность. Пористость. М.: Мир, 1984.- 310с.
4. Чедлов-Петросян О.П. и имя неорганических строительных материалов.- М.:Издательство литературы по строительству, 1971.-224с.
5. Исследование адсорбции ПАВ на цементе и составляющих его минералах / Г.М.Тарнарукский, Б.Э.Юдович, И.В.Кравченко// Тр. НИИЦемент.- М.: НИИЦемент, 1981.- Вып.32.- С. 74...91.
6. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона.- М.: Стройиздат, 1981.- 464с.
7. Брунауер С. Адсорбция газов и паров.- М.: Государственное издательство иностранной литературы, 1948.- 790с.
8. Ходаков Г.С., Кудрявцева Н.Л. О взаимосвязи между активностью цемента и особенностями его измельчения.// ЖПХ.- 1970.- Т.43, вып.7.- С. 1453...1457.
9. Покровский Г.И. Исследования по физике грунтов.- М.; Л.: Главная редакция строительной литературы, 1937.- 136 с.

10. Андрушене Я.А. Новая методика по определению измерения свойств цементов допри их аэрации// РЖХ.-1983.-№13.- С.39.
11. Табих А. Определение удельной поверхности цемента путем адсорбции газа при температуре, близкой к комнатной// 5-й Международный конгресс по химии цемента.- М.: Стройиздат, 1973.- С.94.
12. Жуков И.И. Коллоидная химия. Ч.1.- Л.: Ленингр. ордена Ленина ун-т им. А.А.Жданова, 1949.-324с.

...область ...
 ...влияние ...
 ...исследования ...
 ...методы ...
 ...результаты ...
 ...выводы ...

ПАТЕНТА

...патент ...
 ...автор ...
 ...данные ...

...исследования ...
 ...методы ...
 ...результаты ...
 ...выводы ...



VII Международный научно-методический семинар
"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"

Б.НТУУ

от 1987 года

В практической работе строительной организации особое значение имеет создание эффективной системы управления качеством строительства. В настоящее время в строительстве широко применяются информационные технологии, позволяющие автоматизировать процесс управления качеством строительства.

Секция IV

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ

В настоящее время в строительстве широко применяются информационные технологии, позволяющие автоматизировать процесс управления качеством строительства. В настоящее время в строительстве широко применяются информационные технологии, позволяющие автоматизировать процесс управления качеством строительства.

УДК 624.04

Борисевич А.А.

К ВЫБОРУ НАЧАЛЬНЫХ ТОЧЕК В ЗАДАЧАХ ОПТИМИЗАЦИИ
ПО МЕТОДУ ЛОКАЛЬНЫХ ЛИНЕАРИЗОВАННЫХ ОБЛАСТЕЙ

Известно, что идея выбора различных начальных точек с последующим сравнением полученных результатов для установления среди найденных локальных экстремумов глобального была высказана в разное время многими авторами. Следует отметить, что до настоящего времени такой подход является широко распространенным способом определения глобального экстремума многомерных задач, однако при этом, конечно, нет гарантии того, что найден именно глобальный экстремум.

Определение координат глобального экстремума аналитически возможно лишь при очень ограниченной размерности задачи и при соблюдении требований дифференцируемости и выпуклости целевой и ограничительных функций.

В последующем изложении ограничимся лишь "качественными" советами по выбору пробных точек применительно к алгоритму метода локальных линеаризованных областей, имея ввиду традиционный подход к поиску глобального минимума.

Во-первых, выбор начальной точки должен связываться с ограничениями на нижнее значение переменной проектирования (ПП) V_{min} . При этом, если V_{min} для всех ПП одинаковы, то и при задании начальной точки следует брать одинаковые компоненты вектора $B^{(0)}$. Численный эксперимент показывает, что решение в этом случае получается лучшим, нежели в варианте с иным распределением компонент.

Для поиска глобального минимума необходимо взять небольшое число пробных точек на луче с равными компонентами вектора $B^{(0)}$.

Во-вторых, желательно, чтобы начальная точка была достаточно удалена от границы области допустимых решений.

В-третьих, если компоненты вектора B_{min} имеют разные значения, то желательно опробовать вариант вектора $B^{(0)}$ с таким соотношением компонент, как и для B_{min} .

Все эти рекомендации относятся к поиску глобального оптимума и дают, в основном, незначительное улучшение решения.

Численный эксперимент показывает, что полученное для каждой пробной точки решение может быть улучшено, если правильно обработать полученную на последней итерации информацию. Анализируя линейаризованные активные ограничения по распределению знаков коэффициентов чувствительности (КЧ) в i -том ограничении для j -той переменной $I_j^{(i)}$, можно установить незначительные приращения δB_j для тех B_j , для которых $I_j^{(i)} > 0$ и, посчитав полученную таким образом точку $B^{(1)}$ за начальную, продолжить итерационный процесс. Как правило, в этом случае оптимальный план задачи улучшается.

В дальнейшем изложении будет показано решение проблемы о поиске минимума в условиях реального проектирования с помощью формирования упорядоченной последовательности начальных точек, основой выбора которых является последняя рекомендация.

Задача о выборе упорядоченной последовательности начальных точек для второго и последующих оптимизационных циклов не имеет однозначного решения. Для его поиска представляется целесообразным использовать информацию об исследуемой системе по результатам первого цикла оптимизации. По известным значениям ПП и КЧ в начале цикла и на оптимальном плане можно предложить несколько способов определения координат начальной точки для очередного цикла. Интенсивность изменения значения j -той ПП для ε -активного ограничения за один цикл может характеризоваться коэффициентами t_j , вычисляемыми по выражениям

$$t_j = \frac{B_j^{(0)} - B_j^{(opt)}}{I_j^{(opt)} - I_j^{(0)}}, \quad t_j = \frac{B_j^{(0)} - B_j^{(opt)}}{I_j^{(opt)} + I_j^{(0)}}$$

или другим.

На конечном этапе движения поисковой точки к глобальному (или локальному) минимуму следует ожидать, что коэффициенты t_j для всех ПП будут равны. Исходя из этого, при определении координат стартовой точки для очередного цикла оптимизации примем для всех ПП критерий равенства t_j , причем такой, при котором ни одна из компонент не будет превышать соответствующее начальное значение на предыдущем оптимизационном цикле, т. е. $\max B_{j,p} \leq \max B_{j,p-1}$. Здесь p — номер цикла

оптимизации. Последнее замечание есть по существу элиминирующий тест на отсеивание плохих начальных точек. Это условие будет выполняться в случае принятия из всех t_j , вычисляемых для $I_j > 0$, минимального.

Вычисляемые по последнему выражению t образуют множество

$$T = \left\{ t \mid \frac{I_j^{(0)} + I_j^{(opt)}}{2} : t + B_j^{(opt)} = B_j^{(0)}, \text{ и } I_j > 0 \right\}$$

элементы которого могут послужить основой для конструирования начальных точек последующего цикла оптимизации по выражениям:

$$B_{j,p}^{(0)} = B_{j,p-1}^{(opt)} + \frac{I_j^{(0)} + I_j^{(opt)}}{2} \cdot t, \quad \text{если } I_j > 0;$$

$$B_{j,p}^{(0)} = B_{j,p-1}^{(opt)}, \quad \text{если } I_j < 0.$$

В практических расчетах следует строить полное дерево решений (находить начальные точки для каждого t_j); просчитывать результаты по всем ветвям и посредством сравнений определять лучший результат.

Для фермы, показанной на рис. 1, были приняты следующие исходные данные: зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » для материала стержней задавалась по выражению

$$\sigma = \frac{210 \cdot \varepsilon}{\sqrt{1 + 10^6 \cdot \varepsilon}}, \quad \text{МПа};$$

расчетное сопротивление материала – $R = 200$ МПа.

Схема поиска оптимального решения для случая двух переменных проектирования \bar{A}_1 и \bar{A}_2 , при условии, что $\bar{A}_1 = A_1 = A_2 = A_3$ и $\bar{A}_2 = A_4 = A_5 = A_6 = A_7$, приведена на рис. 2. Линия 1 ограничивает область допустимых решений при учете ограничения на напряжения в сечениях стержней и на вертикальное перемещение 3-го узла ($\max z_4 = 0,02$ м). Линия 2 показывает траекторию движения в итерационной процедуре начальной точки (см. в табл. 1 значения $B_1^{(0)}$) к границе ОДР в 1-ом цикле оптимизации, линия 3 показывает траекторию оптимизационного поиска во 2-м цикле (стартовые значения координат начальной точки записаны в строке $B_2^{(0)}$). Точка M на рисунке соответствует найденному оптимальному решению. В табл. 1 ее значения записаны в строке для $B_2^{(opt)}$. Линия 4 показывает положение целевой функции, соответствующей точке M.

Глобальный оптимум достигается в точке с координатами $A_1 = 0,298658 \cdot 10^{-2}$; $A_2 = 0,137162 \cdot 10^{-2}$, при этом значение объема материала оказывается равным $V = 6,05281 \cdot 10^{-2}$ м³. Линия 5 определяет соответствующее положение целевой функции. Этот результат получается при использовании 3-го цикла вычислений, в котором для начальной точки принимались $A_1 = 0,31 \cdot 10^{-2}$ и $A_2 = 0,142 \cdot 10^{-2}$.

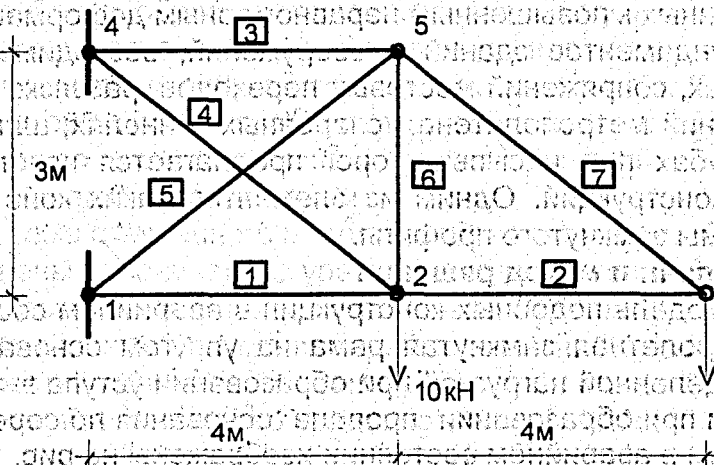


Рис. 1. Расчетная схема фермы

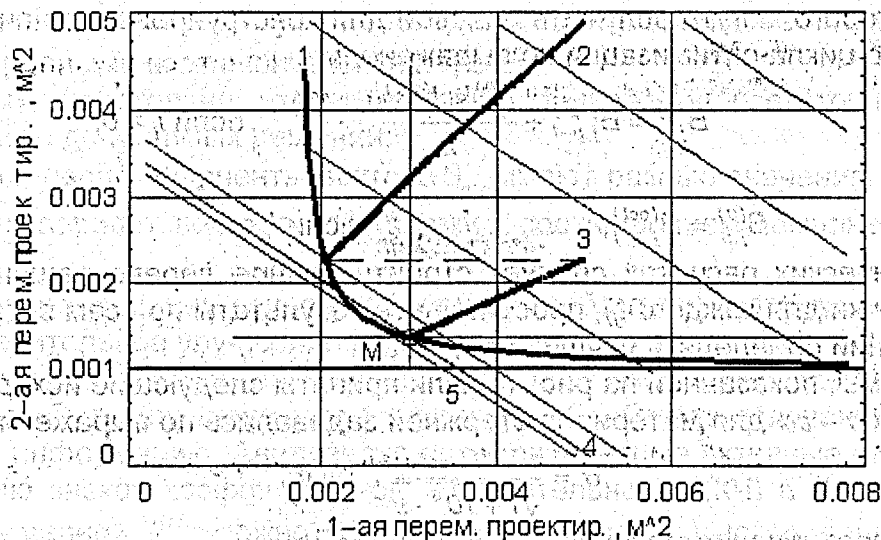


Рис. 2. Схема поиска оптимального решения

УДК 539.3:624.023.87

Босаков С.В., Голанов Ю.А., Семенюк С.Д.

РАСЧЕТ ПЛОСКОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ РАМЫ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Введение

В условиях Беларуси является актуальной проблема проектирования, строительства новых и защиты эксплуатируемых зданий и сооружений на территориях с просадочными грунтами, в том числе на подрабатываемых территориях и в условиях образования карста. При этом необходимо предусматривать меры, обеспечивающие требуемые эксплуатационные качества и долговечность сооружений. Это достигается либо путем создания надежного основания, исключающего появления недопустимых деформаций сооружений, либо применением специальных конструкций сооружений, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям.

В качестве фундаментов зданий и сооружений, возводимых на структурно-неустойчивых грунтах, сопряжений мостовых переходов, развязке транспортных потоков автодорог, линий метрополитена, спаренных тоннелях, шлюзах-регуляторах, водопропускных трубах под насыпью дорог предлагается использование рамно-пространственных конструкций. Одним из элементов таких конструкций являются железобетонные рамы замкнутого профиля.

Постановка задачи и метод решения

За расчетную модель подобных конструкций в аварийном состоянии была принята плоская двухпролетная замкнутая рама на упругом основании, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой при образовании уступа в основании под одним из краев рамы и при образовании провала основания по середине ее пролета. Расчетные схемы рам в аварийном состоянии изображены на рис. 1.

В расчете требуется определить величины реактивных напряжений на контакте нижнего пояса рамы с упругим основанием, распределение изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях элементов рамы, осадки и углы поворота.

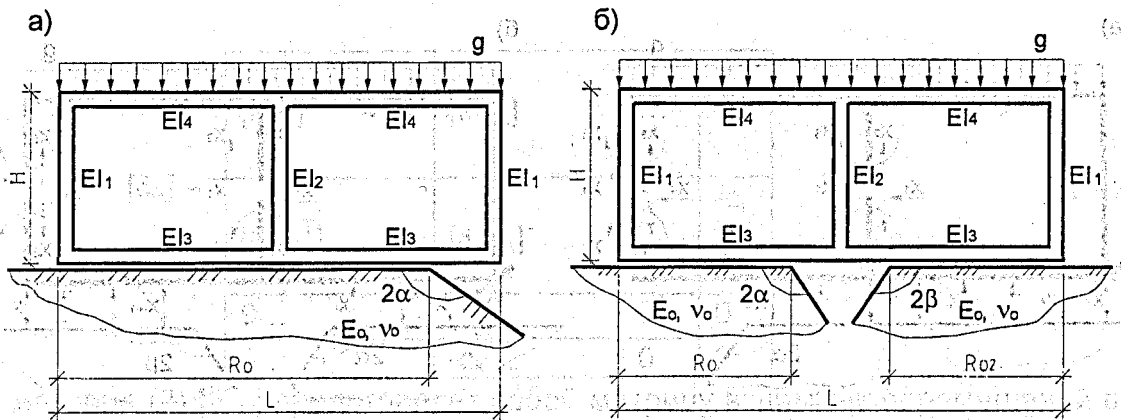


Рис. 1.

Расчетная схема рамы:

а – при образовании уступа грунта под одним из краев рамы;

б – при образовании провала грунта по середине пролета рамы.

При расчете рамы были приняты следующие предпосылки:

- касательные напряжения на границе контакта рамы с упругим основанием не учитываются [1];
- на контакте рамы с упругим основанием могут возникать как сжимающие, так и растягивающие реактивные напряжения;
- внешняя нагрузка действует строго в плоскости рамы перпендикулярно поверхности грани клиновидного основания.

Расчет рамы на упругом основании выполнялся способом Б.Н. Жемочкина [2]. Для этого стержни рамы, контактирующие с упругим основанием, разбивались на прямоугольные участки. Реакцию основания под нижним поясом рамы заменяли действием сосредоточенных сил. С этой целью по центру каждого из участков нижней грани ставились абсолютно жесткие связи, через которые осуществлялся контакт рамы с упругим основанием. При этом считалось, что усилие в каждой введенной связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах площади каждого из участков. Замена сосредоточенного усилия на распределенную нагрузку, вызвана тем, что перемещение упругого основания в точке приложения сосредоточенной силы неограниченны. По левому нижнему углу рамы вводилось жесткое защемление. Таким образом, от расчета рамы на упругом основании мы перешли к расчету многократно статически неопределимой системы, связанной с упругим основанием жесткими связями в отдельных точках (рис.2). Для решения этой задачи был выбран смешанный метод строительной механики [2], где за неизвестное принимались усилия во введенных связях, стойках рамы, а также линейное и угловое перемещения защемления угла рамы.

Основная система смешанного метода изображена на рис. 2.

Были составлены канонические уравнения смешанного метода, которые выражают условия совместности деформаций нижнего пояса рамы и упругого основания, то есть условия отсутствия взаимных перемещений нижнего пояса и основания в местах разреза жестких связей. К этим уравнениям также были добавлены два уравнения равновесия относительно введенного защемления.

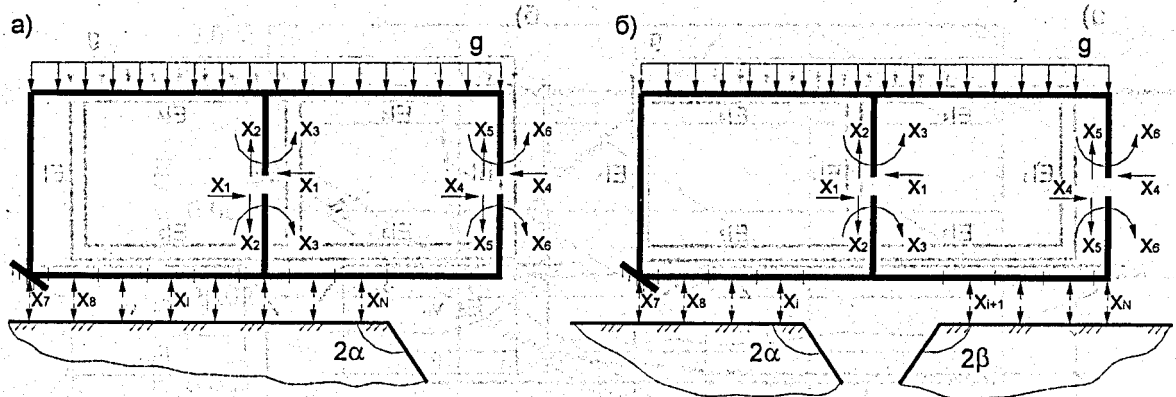


Рис. 2.

Основная система смешанного метода:

а – при образовании уступа грунта под одним из краев рамы;

б – при образовании провала грунта по середине пролета рамы.

Система канонических уравнений для определения неизвестных в рассматриваемой задаче имеет вид:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{N+6} \sum_{k=1}^{N+6} \delta_{ik} X_k + u_0 + \varphi_0 c_1 + \Delta_{ip} = 0 \\ - \sum_{k=1}^N X_k c_k + M = 0 \\ - \sum_{k=1}^N X_k + R = 0 \end{cases} \quad (1)$$

где: N – число участков Б.Н. Жемочкина на контакте рамы с упругим основанием;

X_k – усилие в связи Б.Н. Жемочкина с номером k ;

Δ_{ip} – прогиб центра участка с номером i основной системы от внешней нагрузки;

u_0, φ_0 – линейное и угловое перемещения введенного защемления на краю основной системы;

R, M – равнодействующая внешних сил, приложенных к раме, и момент равнодействующей относительно введенного защемления;

c_i – расстояние от защемления до центра участка с номером i основной системы;

δ_{ik} – взаимное перемещение концов i -ой разрезанной связи Б.Н. Жемочкина от единичного усилия X_k .

Систему (1) удобно представить в матричной форме:

$$[\delta_{ik}] \cdot [X_k] = [\Delta_{ip}] \quad (2)$$

Матрицу коэффициентов $[\delta_{ik}]$ при неизвестных системы представим в блочном виде. В случае образования клина в основании под одним из краев рамы она имеет вид:

$$[\delta_{ik}] = \begin{bmatrix} [\delta^I_{ik}] & [\delta^{II}_{ik}] & 0 & 0 \\ [\delta^{II}_{ik}{}^T] & [\delta^{III}_{ik}] & 1 & -c_i \\ 0 \dots & -1 \dots & 0 & 0 \\ 0 \dots & -c_k \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

В матрице (3) $[\delta^I_{ik}]$ представляет собой матрицу взаимных перемещений в первых шести отброшенных связях в основной системе (рис. 2):

$$[\delta^I_{ik}] = \begin{bmatrix} H^2 \left(\frac{L}{4} + \frac{H}{6} \right) & 0 & 0 & H^2 \left(\frac{L}{4} + \frac{H}{12} \right) & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L^2}{4} \left(\frac{L}{3} + H \right) & \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} + H \right) & 0 & \frac{L^2}{4} \left(\frac{5L}{6} + 2H \right) & \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} + H \right) \\ 0 & \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} + H \right) & L + 2H & 0 & L \left(\frac{3L}{4} + H \right) & L + H \\ H^2 \left(\frac{L}{4} + \frac{H}{12} \right) & 0 & 0 & H^2 \left(\frac{L}{2} + \frac{H}{6} \right) & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L^2}{4} \left(\frac{5L}{6} + 2H \right) & L \left(\frac{3L}{4} + H \right) & 0 & L^2 \left(\frac{2L}{3} + H \right) & L^2 + 2H \\ 0 & \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} + H \right) & L + H & 0 & L^2 + 2H & 2L + 2H \end{bmatrix}$$

где: L и H — соответственно длина и высота рамы;

$[\delta^{II}_{ik}]$ — матрица взаимных перемещений шести отброшенных связей в стойках рамы и неизвестных во введенных связях Жемочкина:

$$[\delta^{II}_{ik}] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} c_7^2 H & \dots & -\frac{1}{4} c_m^2 H & \dots & -\frac{1}{2} LH \left(2c_{m+1} - \frac{L}{2} \right) & \dots & -\frac{1}{2} LH \left(2c_N - \frac{L}{2} \right) \\ -\frac{1}{2} c_7^2 \left(\frac{L}{6} - c_7 \right) & \dots & -\frac{1}{2} c_m^2 \left(\frac{L}{6} - c_m \right) & \dots & -\frac{1}{8} L \left(2c_{m+1} - \frac{L}{6} \right) & \dots & -\frac{1}{8} L \left(2c_N - \frac{L}{6} \right) \\ -\frac{1}{2} c_7^2 & \dots & -\frac{1}{2} c_m^2 & \dots & -\frac{1}{4} L \left(2c_{m+1} - \frac{L}{2} \right) & \dots & -\frac{1}{4} L \left(2c_N - \frac{L}{2} \right) \\ -\frac{H}{4} c_7^2 & \dots & -\frac{H}{4} c_m^2 & \dots & -\frac{1}{2} c_{m+1}^2 \left(L - \frac{c_{m+1}}{3} \right) & \dots & -\frac{1}{2} c_N^2 \left(L - \frac{c_N}{3} \right) \\ -\frac{1}{2} c_7^2 \left(c_7 - \frac{L}{6} \right) & \dots & -\frac{1}{2} c_m^2 \left(c_m - \frac{L}{6} \right) & \dots & -\frac{1}{2} c_{m+1}^2 \left(c_{m+1} - \frac{L}{6} \right) & \dots & -\frac{1}{2} c_N^2 \left(c_N - \frac{L}{6} \right) \\ -\frac{1}{2} c_7^2 & \dots & -\frac{1}{2} c_m^2 & \dots & -\frac{1}{2} c_N^2 & \dots & -\frac{1}{2} c_N^2 \end{bmatrix}$$

N — номер последнего участка Жемочкина;

m — номер участка Жемочкина под средней стойкой рамы в случае образования уступа грунта под одним из краев рамы или номер участка Жемочкина у грани левого клина в случае образования провала грунта по середине пролета рамы;

$[\delta^{II}_{ik}{}^T]$ — матрица, транспонированная относительно матрицы $[\delta^{II}_{ik}]$;

$[\delta^{III}_{ik}]$ — матрица взаимных перемещений рамы и основания размерностью $N \times N$.

Каждый член этой матрицы зависит от осадок упругого основания и прогибов нижнего пояса рамы и определяется по формуле:

$$\delta_{ik} = y_{ik} + V_{ik} \quad (4)$$

где y_{ik} – прогиб точки i основной системы от единичной силы, приложенной в точке k системы; при $c_i \leq c_k$:

$$y_{ik} = \frac{c_k^2}{2EI} \left(c_i - \frac{1}{3} c_k \right) \quad (5)$$

при $c_i > c_k$:

$$y_{ik} = \frac{c_i^2}{2EI} \left(c_k - \frac{1}{3} c_i \right) \quad (6)$$

V_{ik} – осадка точки i упругого клиновидного основания от единичной силы, распределенной по участку основания k .

Перемещения поверхности упругого клиновидного основания от действия сосредоточенной силы P с достаточной инженерной точностью могут определяться по формуле [4]:

$$V_{(r,z)} = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{A_0}{R_2} \right), \quad (7)$$

$$R_1 = \sqrt{(a-r)^2 + z^2};$$

$$R_2 = \sqrt{(a+r)^2 + z^2};$$

$$A_0 = \pi \frac{4\alpha + \sin 4\alpha}{4\alpha^2 - \sin^2 2\alpha} - 2.$$

где: ν_0 – коэффициент Пуассона основания;

2α – угол раствора клина;

a – расстояние от ребра клина до точки приложения сосредоточенной силы P ;

r – расстояние от ребра клина до точки поверхности упругого клиновидного основания $K_{(r,z)}$, в которой определяются осадки от действия силы P ;

z – проекция расстояния между точкой $K_{(r,z)}$ и точкой приложения силы P на ребро клина.

В формуле (7) первое слагаемое представляет решение Буссинеска [1] для упругого однородно изотропного полупространства.

Свободные члены Δ_{ip} системы (1) определяются обычными методами строительной механики [2] и матрица $[\Delta_{ip}^T]$ имеет вид:

$$[\Delta_{ip}^T] = [-\Delta_{1p} -\Delta_{2p} -\Delta_{3p} \dots -\Delta_{6p} \ 0 \ 0 \ 0 \dots \ 0 \ -M \ -R] \quad (8)$$

После решения системы (1) по найденным значениям реактивных усилий X_k находятся изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях балки. Также находятся осадки основания под нижним поясом рамы.

Пример расчета

Для практической реализации указанного подхода была составлена программа расчета на ПЭВМ.

В расчете была принята двухпролетная рама, изображенная на рис. 1 с размерами: высотой $H = 3.0$ м, длиной $L = 6.0$ м, загруженная по верхнему поясу равномерно распределенной нагрузкой $q = 50$ кН/м. Поперечное сечение ригелей и стоек принималось постоянным – 0.4×0.4 м. Класс бетона рамы – В20. Параметры основания: модуль деформации – $E_0 = 30$ МПа, коэффициент Пуассона – $\nu_0 = 0.3$, угол раствора клина – $2\alpha = 2\beta = 135^\circ$.

При расчете нижний пояс рамы разбивался на 41 участок. Это соответствовало 49 неизвестным способа Б.Н. Жемочкина.

Расчет производился для различных значений расстояния от введенного заземления основной системы до ребра клина R_0 при образовании провала основания под одним из краев рамы и для различных значений ширины провала основания по середине пролета рамы.

Результаты численных расчетов представлены на рисунках 3 и 4.

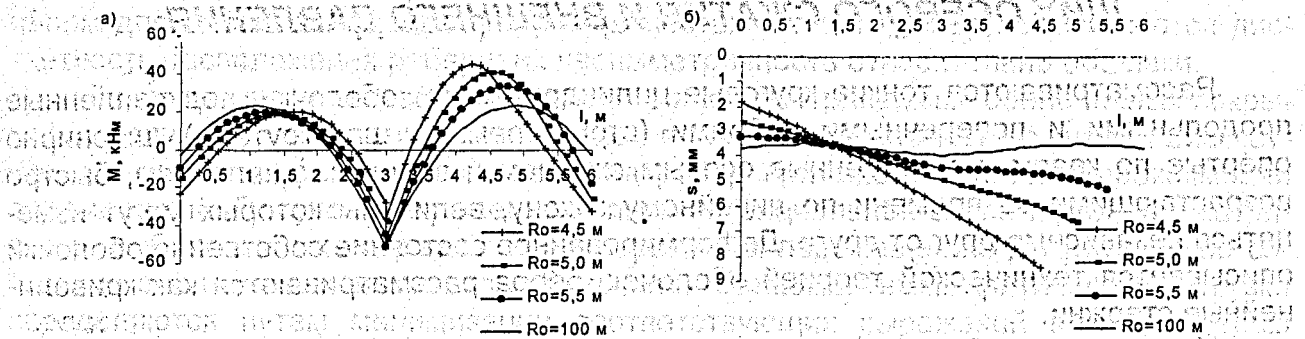


Рис. 3. Распределение моментов в нижнем поясе рамы (а) и осадок основания (б) при образовании уступа в основании под одним из ее краев при различном расстоянии от заземления до ребра клина R_0 .

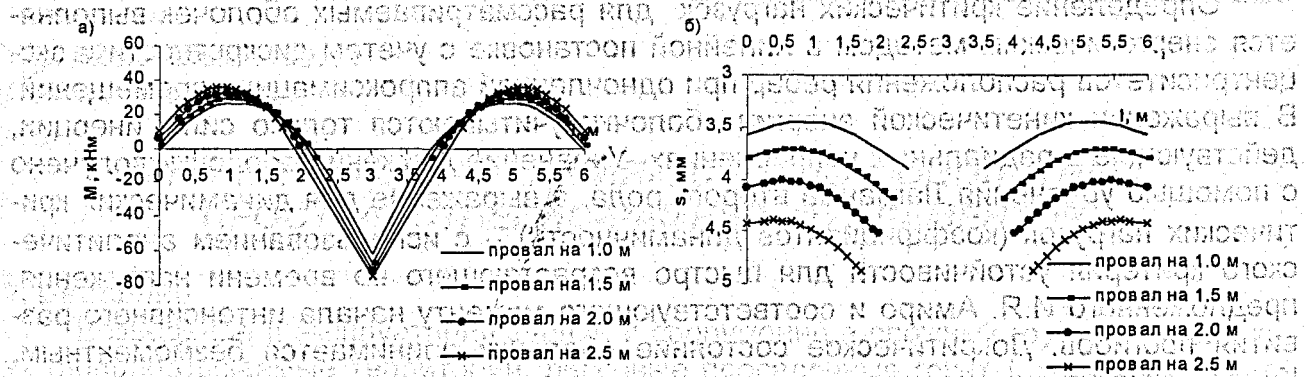


Рис. 4. Распределение моментов в нижнем поясе рамы (а) и осадок основания (б) при образовании провала основания по середине пролета рамы для различных значений ширины провала.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов - Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / Горбунов - Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. -М., Стройиздат, 1984. 679с.: ил.
2. Жемочкин Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Жемочкин Б.Н., Синицин А.П. -М., Стройиздат, 1962. -260с.: ил.
3. Ржаницын А.Р. Строительная механика: [Уч. пособие для строит. спец. вузов]. -М.: Высш. школа, 1982. -400с.: ил.
4. Босаков С.В., Фомичева Н.М. Изгиб балок, расположенных вблизи откоса. ОФимГ, №2, 1988. с.26-28.
5. Семёнюк Я. Д. Расчет пространственных железобетонных фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании // Ресурсекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Сб. наукових статей. -Ровно: РГТУ, 2000. -вып. 4, -С:249-254.

УДК 539.3

Игнатюк В.И.

О РАЦИОНАЛЬНОМ ПОДКРЕПЛЕНИИ ТОНКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ БЫСТРО ВОЗРАСТАЮ- ЩИХ ОСЕВОГО СЖАТИЯ И ВНЕШНЕГО ДАВЛЕНИЯ

Рассматриваются тонкие круговые цилиндрические оболочки, подкрепленные продольными и поперечными ребрами (стрингерами и шпангоутами), шарнирно опертые по краям и нагруженные осевым сжатием и внешним давлением, быстро возрастающими во времени по линейному закону, величины которых могут изменяться независимо друг от друга. Деформированное состояние собственно оболочки описывается технической теорией оболочек, ребра рассматриваются как криволинейные стержни.

Несущая способность таких тонкостенных конструкций определяется чаще всего их устойчивостью. Повышение критических нагрузок может быть достигнуто более эффективным подкреплением. Относительно простой и эффективный метод определения рациональных параметров подкрепления основан на сопоставлении критических нагрузок для подкрепленной и гладкой оболочек равного веса посредством коэффициента относительной эффективности.

Определение критических нагрузок для рассматриваемых оболочек выполняется энергетическим методом в линейной постановке с учетом дискретности и эксцентриситетов расположения ребер при одночленной аппроксимации перемещений. В выражении кинетической энергии оболочки учитываются только силы инерции, действующие в радиальных направлениях. Уравнение движения оболочки получено с помощью уравнения Лагранжа второго рода, а выражение для динамических критических нагрузок (коэффициентов динамичности) – с использованием аналитического критерия устойчивости для быстро возрастающего во времени нагружения, предложенного И.Я. Амиро и соответствующего моменту начала интенсивного развития прогибов. Докритическое состояние оболочки принимается безмоментным. Критические нагрузки определяются путем минимизации соответствующих выражений по параметрам волнообразования.

На основе анализа результатов расчета предлагаются рекомендации по определению рациональных параметров подкрепления рассматриваемых оболочек.

УДК 539.3

Листванович А.С.

О СТАТИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ТОНКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕЧНЫХ ПОКРЫТИИ

Для оболочечных покрытий, которые являются конструкциями тонкостенными, критерием исчерпания несущей способности чаще всего оказывается потеря их устойчивости. Поэтому для увеличения их несущей способности необходимо повышать критические нагрузки, что может быть достигнуто подкреплением таких конструкций.

Рассматриваются многослойные тонкие цилиндрические оболочечные покрытия, подкрепленные продольными и поперечными ребрами (стрингерами и шпанго-

утами), шарнирно опертые по краям и загруженные осевым сжатием и внешним давлением. Для расчета обшивки покрытия принимается линейная теория тонких упругих оболочек, а для расчета ребер (одномерных стержней) — теория криволинейных стержней. Как для обшивки, так и для ребер учитываются деформации сдвига по модели типа Тимошенко. При этом гипотеза прямолинейного недеформируемого элемента принимается справедливой как для всего пакета слоев обшивки, так и в целом для системы «обшивка-ребро» (в местах наличия ребер). Учитываются дискретность расположения ребер и их несимметричность относительно обшивки.

Определение критических нагрузок для рассматриваемых оболочечных покрытий выполняется энергетическим методом в линейной постановке с учетом дискретности и эксцентриситетов расположения ребер при многочленной аппроксимации перемещений. Получено выражение полной потенциальной энергии для рассматриваемых оболочечных покрытий через параметры перемещений. Докритическое состояние оболочечного покрытия принимается безмоментным. Критические нагрузки определяются путем минимизации соответствующих выражений по параметрам волнообразования.

Получены выражения для определения статических критических нагрузок при нагружении рассматриваемых покрытий осевым сжатием, внешним давлением либо их произвольной совместной комбинацией, позволяющие определять также соответствующие этим нагрузкам параметры волнообразования.

УДК 624.012:624.159.14

Семенюк С.Д.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПРОСТРАНСТВЕННО-РАМНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1. Введение

Возведение и эксплуатация зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях (подрабатываемые территории, лессовые просадочные грунты, карстообразование, подтопляемые территории и т.п.) требует от строителей и проектировщиков предусматривать меры, обеспечивающие требуемые эксплуатационные качества и долговечность зданий. Это достигается либо путем создания надежного основания, исключающего появление недопустимых деформаций объекта строительства, либо применение специальных конструкций зданий, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям.

2. Конструктивно-технологические особенности пространственно-рамных фундаментов

К специальным конструкциям здания, приспособленным к повышенным деформациям относятся пространственно-рамные фундаменты [1, 2]. Конструкция пространственно-рамного фундамента состоит из нижнего железобетонного пояса, цокольной части из блоков стен подвалов с образованием между ними монолитных вертикальных связей в местах пересечения стен и в углах здания, верхнего железобетонного пояса. С целью повышения жесткости здания нижний пояс выполняют с вертикальными арматурными выпусками, а верхний пояс — из отдельных блоков с горизонтальными арматурными выпусками и размещают верхние блоки с зазорами, совпадающими в плане с вертикальными связями.

Вертикальные арматурные выпуски нижнего пояса заводят через полости для монолитных вертикальных связей в зазоры между блоками верхнего пояса, которые замоноличивают после возведения надфундаментной части здания. Нижний пояс опирается на опорную ленту из фундаментных подушек или может быть с ней соединенным в монолите как единое целое. По нижнему поясу укладывают стеновые бетонные блоки с перевязкой швов и производят бетонирование вертикальных связей, размещенных в углах здания и местах пересечения его стен. Затем укладывают железобетонные блоки верхнего пояса с горизонтальными арматурными выпусками, которые сваривают с вертикальными арматурными выпусками. Далее возводят надфундаментную часть здания, после чего зазоры между блоками верхнего пояса бетонируют.

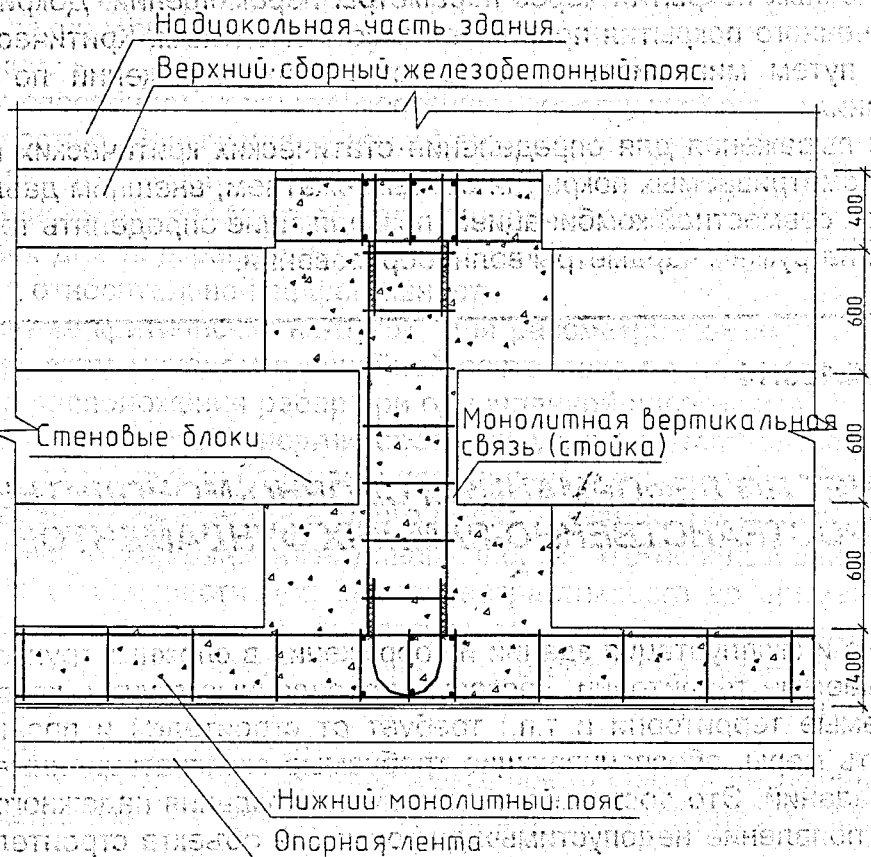


Рис. 1.
Фрагмент сборно-монолитного фундамента

Вертикальными связями блоки цокольной части обжимаются между нижним и верхним железобетонными поясами, в результате чего при работе конструкции фундаментов на изгиб исключена возможность сдвига блоков. Равномерное обжатие блоков цокольной части способствует совместной работе опорной ленты, нижнего и верхнего железобетонных поясов, блоков цокольной части и вертикальных связей, что обеспечивает повышение жесткости здания [3]. Фрагмент сборно-монолитного фундамента показан на рис. 1.

3. Расчет по деформациям

Деформации (прогибы, углы поворота) сборно - монолитных пространственно-рамных фундаментов определяются из их расчета на действие всех нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. При этом учитывается увеличение деформаций, вызванное ползучестью бетонов от длительного действия постоянных и длительных нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. Расчет деформаций производится по формулам строительной механики. В него вводятся сечения, приведенные по модулю упругости к более прочному бетону (монолитному или сборному) [4, 5].

3.1. Определение кривизны участков конструкций без трещин

Кривизна участков, в растянутой зоне которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, не образуются трещины, вычисляются как для упругого сплошного тела.

При расчете деформаций от кратковременного действия внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, кривизну определяют по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{0,85e_0 B_0}, \quad (1)$$

$$B_0 = E_1 \cdot I_{ред}, \quad (2)$$

где: E_1 — начальный модуль упругости более прочного бетона;

$I_{ред}$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести.

При расчете дополнительных деформаций от длительного действия постоянных и длительных нагрузок рекомендуется использовать формулу

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{e} = \frac{M}{e_0} \left[1 + \frac{l \cdot \varphi_t}{l + \alpha_1 \cdot I_s (1 + \varphi_t)} \right], \quad (3)$$

где: l — момент инерции сечения бетонного элемента относительно его центра тяжести;

φ_t — характеристика ползучести в момент времени t ;

I_s — момент инерции всей арматуры относительно центра тяжести;

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_b}, \quad (4)$$

Значение l вычисляется по формуле

$$l = I_1 + A_1 \cdot i_1^2 + \frac{E_2}{E_1} (I_2 + A_2 \cdot i_2^2), \quad (5)$$

$$i_1 = y - y_1, \quad (6)$$

$$i_2 = h - y_2 - y; \quad (7)$$

y — расстояние от центра тяжести бетонного сечения до растянутого края приведенного сечения конструкции;

y_1 — расстояние от центра тяжести более прочного бетона конструкции до растянутого края приведенного ее сечения;

y_2 — расстояние от центра тяжести сечения менее прочного бетона конструкции до растянутого края приведенного ее сечения;

h — полная высота сборно-монолитного фундамента.

Учитывая незначительное различие в деформациях ползучести сборного и монолитного бетонов, численные значения параметра φ_t определяем как для менее

прочного бетона. Влиянием на деформации фундаментов усадки бетонов пренебрегаем.

3.2. Определение кривизны участков конструкций с трещинами

Кривизну участков, в растянутой зоне которых при нагрузках соответствующих стадии определения деформаций, имеются трещины, определяем исходя из следующих предпосылок:

1) для средних деформаций сжатого бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;

2) эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны принимается в виде треугольника;

3) учитывается работа растянутого бетона на участке между трещинами.

При расчете деформаций от кратковременного действия внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, кривизна определяется по формуле

$$\rho_{к.т.} = \frac{M_{тр}}{0,85B_{0,т} I_{0,т}} \quad (8)$$

где:

$$B_{0,т} = \frac{E_b \cdot I_{0,т}}{1 - \frac{M_{тр}}{M} \left(1 - \frac{I_{0,т}}{I}\right)} \quad (9)$$

$M_{тр}$ — момент трещинообразования

$$M_{тр} = W_m \cdot R_{bt} \quad (10)$$

При расчете дополнительных деформаций от длительного действия постоянных и длительных нагрузок кривизна определяется по формуле

$$\rho_{дл} = \frac{M_{дл}}{B_0 \cdot B_{0,т} \cdot I_{0,т}} \quad (11)$$

где

$$B_{т} = \frac{M_{дл}}{\left(1 - \frac{M_{дл}}{M}\right) B_0 \left[I_{0,т} (1 + \varphi_t) - I_{т} \right] + \frac{M_{дл}}{M} B_{0,т} \cdot I_{т}} \quad (12)$$

Величины B_0 и $B_{0,т}$ вычисляются по формулам (2) и (9).

В общем случае

$$I_{0,т} = I_{0,т_1} + \alpha_2 I_{0,т_2} + \frac{\alpha_s \psi A_s}{\psi_s} (x_0 - h_0)^2 \quad (13)$$

$$I_{т} = I_{т_1} + \alpha_2 I_{т_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x - h_0)^2 (1 + \varphi_t) \quad (14)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_2}{E_1} \quad (15)$$

где: $I_{0,т_1}$ и $I_{0,т_2}$ — моменты инерции площадей бетонных сечений сжатой зоны соответственно более прочного и менее прочного бетонов относительно нейтральной оси при высоте сжатой зоны x_0 ;

$I_{т_1}$ и $I_{т_2}$ — то же, при высоте сжатой зоны x ;

ψ и ψ_s — коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения деформаций крайних волокон волокон конструкции и растянутой арматуры.

Уравнения для отыскания x_0 и x :

$$S_{0,T} = S_{0,T_1} + \alpha_2 S_{0,T_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x_0 - h_0) = 0 \quad (16)$$

$$S_T = S_{T_1} + \alpha_2 S_{T_2} + \frac{\alpha_s \cdot \psi A_s}{\psi_s} (x - h_0) (1 + \psi_s) = 0, \quad (17)$$

где: S_{0,T_1} и S_{0,T_2} — статические моменты площадей бетонных сечений сжатой зоны

более прочного и менее прочного бетонов относительно нейтральной оси при высоте сжатой зоны x_0 ,

S_{T_1} и S_{T_2} — то же, при высоте x .

Коэффициент ψ принимается равным 0,9. Коэффициент ψ_s определяется по формуле

$$\psi_s = 1 - S \frac{A}{A + 23, \alpha_s \cdot A_s} \left(0,9 - \frac{1 - e^{-m}}{m} \right) \quad (18)$$

где:
$$m = 1,3 \sqrt{M_T / M}; \quad (19)$$

M — изгибающий момент от всех нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

A — площадь рабочего сечения конструкции, приведенного к более прочному бетону.

При кратковременном действии нагрузки для арматуры в виде стальных стержней периодического профиля $S = 1,1$; для гладких стержней $S = 1,0$. При длительном действии нагрузки независимо от профиля арматурных стержней $S = 0,8$.

Ввиду незначительности относительных пролетов фундамента и, следовательно, существенного влияния на деформации касательных напряжений, полную кривизну рассматриваемого участка, полученную по приведенным выше формулам, рекомендуется увеличивать на 20%.

4. Выводы.

Исследования пространственно-рамных сборно-монолитных фундаментов [5] показывает, что они обеспечивают необходимую жесткость строения, позволяют решать вопросы надежности и устойчивости здания при их эксплуатации в сложных инженерно-геологических условиях. При этом фактические прогибы элементов фундамента [5, 6] при образовании уступа под длинной или короткой стороной здания, при образовании провала под углом здания или в середине пролета были меньше теоретически вычисленных.

ЛИТЕРАТУРА

1. Метелюк Н.С., Семенюк С.Д., Мазур С.Я., Бовгалюк Ф.И. Методика экспериментальных исследований фрагмента пространственно-рамного фундамента, работающего в сложных геологических условиях // Строительные конструкции. К.: Будівельник, 1986, вып. 39, с. 79-81.
2. Макаренко Л.П., Семенюк С.Д., Метелюк Н.С., Бовгалюк Ф.И. Статические испытания фрагмента рамно-пространственного фундамента, работающего в сложных инженерно-геологических условиях. // В кн. Экспериментальные исследования инженерных сооружений. Тезисы докладов VI Всесоюзной конференции. Новополюцк, 1986, с. 34-35.
3. Семенюк С.Д. Теоретические исследования работы отдельных элементов рамно-пространственного фундамента при неоднородном деформировании основания. —

- В сб. Научных трудов: Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь, Брест, 1997. с. 127-136.
4. Голышев А.Б. и др. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. Киев "Будівельник" 1982. 152с.
 5. Семенюк С.Д. и др. Отчет по НИР тема № 42 - 19 № гос. регистрации 01.830081120 "Расчет и конструирование фундаментов пространственного типа в сложных грунтовых условиях". Ровно - 1983. 192с.
 6. Семенюк С.Д. и др. Отчет по НИР тема НП-3 "Экспериментальные исследования рамно-пространственного железобетонного фундамента на подрабатываемых территориях со ступенчатыми деформациями для 5-ти этажных жилых домов серии 1.21. Ровно - Киев, 1986. 96с.

УДК 624.04: 539.31

Сидорович Е.М.

ПРЯМЫЕ ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ НЕЛИНЕЙНЫХ ЗАДАЧ ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ

Как известно, существующие численные самых разных порядков точности одношаговые и многошаговые методы решения систем обыкновенных дифференциальных уравнений с начальными условиями требуют преобразования уравнений движения второго порядка к так называемому нормальному виду, т. е. к системе дифференциальных уравнений первого порядка, разрешенной относительно производных. При этом повсеместно подчеркивается, что явные численные методы не являются безусловно устойчивыми в применении к жестким системам (деформируемую систему можно отнести к классу жестких, если максимальная и минимальная частоты ее свободных колебаний различаются на много порядков). Для расчета жестких систем рекомендуются неявные методы, обладающие лучшей численной устойчивостью, но требующие итерационных процедур для раскрытия нелинейностей. В теории сооружений для численного исследования переходных процессов при решении линейных и нелинейных дифференциальных уравнений движения деформируемых систем применяются прямые численные методы, не требующие никакого преобразования исходных дифференциальных уравнений второго порядка [1, 2, 3 и др.]. В основном это полужавные модификации метода Эйлера, имеющие невысокий порядок точности. Для сокращения же объема вычислений в реальных высокоразмерных задачах [4] необходимы численные методы высокого порядка точности.

В работе [5] при решении нелинейных задач статики сооружений методом непрерывного продолжения по параметру успешно применены явные одношаговые методы Рунге-Кутты-Мерсона с четырьмя-пятью обращениями к вычислению правых частей получаемых неявных дифференциальных уравнений первого порядка. Именно неявность получаемой методом непрерывного продолжения системы обыкновенных дифференциальных уравнений, линейных относительно производных, смягчила проблему их жесткости. Для численного решения нелинейных уравнений движения (1)-(3) также применимы методы Рунге-Кутты-Мерсона. Однако более эффективными для решения задач нелинейного деформирования оказались явный и полужавный методы степенных рядов, порядок точности которых может быть выбран, вообще говоря, сколь угодно высоким.

Рассмотрим нелинейные дифференциальные уравнения движения, вызванного, скажем, действием на шарнирно-стержневую систему динамических нагрузок при наличии нелинейных сил неупругого сопротивления:

$$A(R)V + B(X)U + A(U)V = P(t) - MV - S(V), \quad (1)$$

$$C(X)V + 0.5C(V)V_1 = (L^*)^2(\gamma + 0.5\gamma\dot{\gamma}), \quad (2)$$

$$\Psi[L(1+\gamma)(R+U)] = e + \gamma + e\gamma - e_1\dot{\gamma}, \quad (3)$$

где условные обозначения заимствованы из [4, 5]

Начальные условия полагаем заданными:

при

$$t = t_0, \quad V(t_0) = V_0, \quad V_1(t_0) = V_1, \quad (4)$$

Итак, на очередном шаге интегрирования

$$h = t - t_0$$

будем искать неизвестные перемещения в уравнениях (1)-(3) в виде разложения в степенные ряды, допустим, не выше пятого порядка относительно h :

$$V = V_0 + V_1 h + \frac{1}{2} V_2 h^2 + \frac{1}{6} V_3 h^3 + \frac{1}{24} V_4 h^4 + \frac{1}{120} V_5 h^5, \quad (5)$$

где значения производных

$$V_i = d^i V / dt^i \quad (i = 1, \dots, 5)$$

должны быть вычислены для значений аргумента $t = t_0$.

Для вычисления производных неизвестных функций продифференцируем трижды уравнения (1)-(3):

$$A(R+U)V_1 + B(X+V)U_1 = P_1 - MV_1 - S_1 V_1, \quad (6)$$

$$C(X+V)V_1 - L_1^2 \gamma_1 = 0, \quad (7)$$

$$\gamma_1 = \Psi_1 L_1 U_1 / \eta, \quad (8)$$

$$A(R+U)V_2 + B(X+V)U_2 = P_2 - MV_2 - S_2 V_2 - 2A(U_1)V_1, \quad (9)$$

$$C(X+V)V_2 - L_1^2 \gamma_2 = (L_1 \gamma_1)^2 - C(V_1)V_1, \quad (10)$$

$$\gamma_2 = \Psi_1 L_1 U_2 / \eta + 2\Psi_1 L_1 / \eta U_1 \gamma_1 + \Psi_2 / \eta N_1^2, \quad (11)$$

$$A(R+U)V_3 + B(X+V)U_3 = P_3 - MV_3 - S_3 V_3 -$$

$$- 3S_2 V_2 V_1 - S_3 V_2^2 - 3[A(U_1)V_2 + A(U_2)V_1], \quad (12)$$

$$C(X+V)V_3 - L_1^2 \gamma_3 = 3L_1^2 \gamma_1 \gamma_2 - 3C(V_1)V_2, \quad (13)$$

$$\gamma_3 = \Psi_1 L_1 / \eta U_3 + 3 / \eta [\Psi_1 L_1 (U_1 \gamma_2 + U_2 \gamma_1) + \Psi_2 N_1 N_2] + \Psi_3 / \eta N_1^3, \quad (14)$$

В последних трех группах уравнений введены обозначения:

$$N_1 = L_1[U_1 + (R+U)\gamma_1]; \quad N_2 = L_1[\gamma_2(R+U) + 2\gamma_1\gamma_2 + U_2];$$

$$P_i = d^i P / dt^i; \quad S_i = d^i S / dV_1^i; \quad \Psi_i = d^i \Psi / dN^i;$$

$$\eta = (1 + \varepsilon)(1 + \gamma) - \Psi_1 L_1 (R+U).$$

Таким образом, при заданных начальных перемещениях V_0 и начальных скоростях V_1 из уравнений (2) и (3) определяются начальные погонные деформации γ и начальные погонные усилия U , а из уравнения (1) - почти явно начальные ускорения V_2 (матрица масс часто имеет диагональную или ленточную структуру). Затем последовательно из групп уравнений (6)-(8) также достаточно просто вычисляются начальные значения старших производных параметров состояния. И, наконец, по формуле (5) вычисляются искомые значения перемещений в конце шага интегрирования.

Путем дифференцирования ряда (5) вычисляются в конце шага интегрирования скорости

$$dV/dt = V_1 + V_2h + V_3h^2/2 + V_4h^3/6 + V_5h^4/24, \quad (9)$$

а также и ускорения

$$d^2V/dt^2 = V_2 + V_3h + V_4h^2/2 + V_5h^3/6. \quad (10)$$

Затем процесс повторяется для следующего шага интегрирования. При этом значения ускорений в конце шага интегрирования, вычисленные по формуле (10), сопоставляются со значениями ускорения в начале следующего шага, вычисленными из уравнения (1), и служат для контроля длины шага.

В силу того, что в разложении (5) отброшены члены шестого и выше порядков относительно шага интегрирования, данный численный явный метод пятого порядка точности приобрел демпфирующие свойства. Численные эксперименты показали, что с увеличением шага и длины отрезка интегрирования (количества шагов) решение затухает, динамическая система стремится к состоянию устойчивого равновесия или к режиму установившихся колебаний даже при отсутствии сил сопротивления. Аналогичные свойства присущи и явному численному методу Рунге-Кутты-Мерсона четвертого порядка точности. В то время как численные методы невысоких (второго-третьего) порядков точности типа модификаций метода Эйлера, методов Рунге-Кутты и методов постоянного или линейного ускорения с увеличением длины шага или длины отрезка интегрирования при постоянном шаге приводят к возрастающей осцилляции решения и численной неустойчивости. На практике всегда существует реальная опасность принять осциллирующую численную неустойчивость применяемого алгоритма за флаттерную неустойчивость исследуемой деформируемой системы.

Анализируя уравнения (6)..(8) с точки зрения квазистатического деформирования при нагрузке, зависящей от параметра t , но при отсутствии сил инерции ($M = 0$) и сил сопротивления движению [$S(dV/dt) = 0$], можно построить эффективный неявный одношаговый метод степенных рядов третьего (можно и выше) порядка точности для решения задач статики. Если известно начальное решение:

$$V = V_0 \text{ и } U = U_0 \text{ при } t = t_0 \text{ и } P(t) = P(t_0),$$

удовлетворяющее системе уравнений (1)..(3), то решение в конце шага интегрирования при $t = t_0 + h$ вычисляется по формулам:

$$V = V_0 + V_1h + V_2h^2/2 + V_3h^3/6, \quad (11)$$

$$U = U_0 + U_1h + U_2h^2/2 + U_3h^3/6, \quad (12)$$

где векторы V_i и U_i ($i = 1, 2, 3$) вычисляются из решения систем линейных алгебраических уравнений (6)..(8) с одной и той же матрицей коэффициентов и рекуррентно вычисляемыми правыми частями. Вектор погонных деформаций γ можно исключить, а системы уравнений (6)..(8) привести к виду

$$\begin{aligned} A(R+U_0)V_i + B(X+V_0)U_i &= F_{1,i-1} \\ C(X+V_0)V_i - D_0U_i &= F_{2,i-1} \\ (i = 1, 2, 3) \end{aligned} \quad (13)$$

Особенности решения систем уравнений вида (13) исследованы в [5].

Основное достоинство данного неявного метода степенных рядов состоит в том, что матрица решаемых рекуррентных систем линейных уравнений факторизуется только один раз на один шаг независимо от принятого порядка точности. В методе непрерывного продолжения по параметру с использованием явных методов численного интегрирования типа методов Рунге-Кутты подобная процедура выполняется при каждом обращении к вычислению значений производных из получаемых неявных обыкновенных дифференциальных уравнений.

Таким образом, разработанный прямой явный одношаговый метод пятого порядка точности на основе степенных рядов Тейлора для численного решения дифференциальных уравнений движения нелинейно деформируемых систем высокой размерности отличается простым и устойчивым алгоритмом, не требующим формирования и обработки глобальных матриц мгновенной жесткости. Как частный случай из него следует неявный, но линейный относительно производных метод третьего порядка точности для численного решения нелинейных задач квазистатического деформирования, отличающийся повышенной скоростью алгоритма и возможностью исследования устойчивости текущих мгновенных состояний равновесия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Stricklin J. A., Haisler W. E., Reisman W. A. Geometrically Non-linear Analysis by the Direct Stiffness Method // J. Struct. Div.: Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1971. - V. 97, N 9. - P. 2299 - 2314.
2. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. - М.: Стройиздат, 1979. - 320 с.
3. Дарков А. В., Шапошников Н. Н. Строительная механика. - М.: Высш. шк., 1986. - 607 с.
4. Сидорович Е. М. Новые проблемы динамики и устойчивости сооружений // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: Сб. ст. / Под ред. Т. М. Пецольда. - Минск: Редакция журнала "Тызень", 2000. - С. 266 - 273.
5. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем. - Мн.: БГПА, 1999. - 200 с.

УДК 624.074.04

Трач В.М., Гупалюк В.Н.

УСТОЙЧИВОСТЬ МНОГОСЛОЙНЫХ СОСТАВНЫХ ОБОЛОЧЕК

Необходимость получения экономичных конструкций при обеспечении необходимой прочности, жесткости и устойчивости обусловила практическое использование составных оболочек вращения в технике. Уменьшение веса таких конструктивных систем приводит к необходимости определения действующих на них предельных нагрузок, которое связано, например, с расчетами на устойчивость. Использование материалов с существенной анизотропией свойств и низкой сдвиговой жесткостью требует использования при расчетах конструкций, изготовленных из композитных материалов, уточненных подходов, которые основаны на развитии прикладных теорий.

Авторами на основании прикладной конечно-сдвиговой теории, которая основана на совместном использовании кинематических и статических гипотез о распределении перемещений и сдвигающих напряжений по толщине многослойного пакета, получены дифференциальные уравнения устойчивости в смешанной форме. При использовании метода Ньютона и численного метода дискретной ортогонализации разработан алгоритм по расчету геометрически нелинейного напряженно-деформированного состояния и устойчивости многослойных оболочек вращения.

Авторами проведено исследование влияния жесткости заполнителя на величины критических значений внешнего равномерно-распределенного давления для три- и пятислойных составных оболочек. Исследована устойчивость составных ком-

позитных оболочек переменной вдоль образующей толщины, а также оболочек, соединенных между собой кольцом. Предложенная методика реализована в виде программно-вычислительного комплекса, который может быть использован при расчете и проектировании тонкостенных неоднородных по толщине сооружений.

УДК 539.3

Трач В.М., Подворный А.В.

К ВОПРОСУ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ НЕЛИНЕЙНОГО РАВНОВЕСИЯ СОСТАВНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НЕСИММЕТРИЧНОЙ СТРУКТУРЫ

Практическое применение составных оболочек вращения в технике обусловило попытки получения экономичных конструкций при обеспечении необходимой прочности и жесткости. Расчет таких конструкций, изготовленных из композитных материалов с низкой сдвиговой жесткостью упругих свойств, требует использования уточнённых методов.

Для получения системы геометрически нелинейных уравнений равновесия неоднородных по толщине составных оболочек несимметричной структуры воспользуемся вариантом конечно-сдвиговой теории. Сравнивая выражения потенциальных энергий ортотропной оболочки и оболочки, главные направления упругости которой отклонены на некоторый угол от координатной сетки, получим уравнения, определяющие механические параметры материала несимметричной структуры. Решение системы из десяти неоднородных дифференциальных уравнений в смешанной форме проводится с использованием метода линеаризации решения систем нелинейных уравнений.

Для реализации предложенной методики, применяя в меридиональном направлении численный метод Рунге-Кутты с дискретной ортогонализацией, а в окружном — метод прямых, разработан пакет программ для ЭВМ.

Исследовано равновесное состояние слоистых составных оболочек вращения несимметричной структуры под различными видами внешнего и внутреннего давления, условиями закрепления торцов и формы меридиана. Определены углы поворота направлений упругости, при которых компоненты напряженного состояния оболочки становятся наименьшими.

УДК 624.04

Трепачко В.М.

ЗАМЕНА ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ СИСТЕМ ЭКВИВАЛЕНТНЫМИ ШАРНИРНО-СТЕРЖНЕВЫМИ

Расчет и оптимизация изгибаемых физически нелинейных стержневых систем, даже при использовании упрощающих гипотез, представляют собой сложную задачу.

Экспериментальные диаграммы деформирования материалов можно аппроксимировать аналитическими выражениями. Согласно гипотезе плоских сечений, удлинение волокна, отстоящего на расстоянии z от нейтрального слоя, равно:

где $\kappa = 1/\rho$ – кривизна оси стержня, $\varepsilon = \kappa \cdot z$, тогда в соответствии с (1)

При известной зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ с учетом (1) оказывается определенным и закон изменения напряжений по высоте сечения элемента $\sigma = f(\kappa \cdot z)$. Так как между кривизной оси элемента и изгибающим моментом существует взаимосвязь, то для статически определимых систем задача определения напряжений в сечении не представляет большой сложности: по известным значениям M из выражения $M = \eta(\kappa)$ находится κ , а затем вычисляются напряжения в сечении. Дополнительно могут быть определены перемещения характерных сечений изгибаемой системы, а при необходимости, и уравнение изогнутой оси. Проблема расчета статически неопределимых изгибаемых нелинейно-упругих стержневых систем связана с необходимостью одновременного учета в ходе вычислительного процесса нелинейности распределения напряжений по высоте сечения элемента и сложного, иногда явно не описываемого, закона изменения кривизны оси стержня. К системам, для которых между изгибающим моментом в сечении и кривизной κ существует нелинейная связь, не применим принцип суперпозиции. При попытке использования линеаризованной схемы расчета посредством последовательных догрузок оказывается неясным вопрос о выборе сечения, по которому следует определять жесткостные характеристики и, к тому же, нет оснований распространять этот показатель на всю длину стержня. отождествление жесткостных характеристик стержня по некоторой определяющей, например, для более напряженного сечения, приведет к непредсказуемому отклонению конечного результата от истинного показателя. Отсюда возникают и неясности в раскрытии статической неопределимости в классическом понимании этого вопроса [1].

Для приближенного расчета балки как физически нелинейной системы итерационным способом ее разбивают по длине на отдельные участки и на каждом из них принимают приведенную жесткость, которая определяется для сечения с наибольшим по абсолютной величине изгибающим моментом на участке, постоянной [2]. На первом итерационном шаге выполняется линейный расчет заданной системы с начальным модулем упругости. Полученные в результате этого этапа приведенные жесткости для каждого участка балки являются основой для следующего шага вычислений и т.д.

В данной работе предлагается рассматривать изгибаемый элемент как сложный и моделировать его работу под нагрузкой связями первого вида, т. е. стержнями, в которых возникает только один вид усилия – продольная сила. Сочетание (комбинация) усилий в этих связях при удачном их расположении позволило бы определить в поперечном сечении элемента изгибающий момент, поперечную и продольную силы. Соответствующей конструкцией, заменяющей (моделирующей) изгибаемый элемент, является ферма. По усилиям в стержнях ферм можно судить о работе моделируемого, например, балочного элемента. Задача, таким образом, сводится к поиску расчетной схемы, эквивалентной в отношении распределения усилий и перемещений (энергетическая сторона вопроса) балке. После решения этой задачи по разработанной методике оптимального проектирования шарнирно-стержневой системы [3], материал которой подчиняется тому же закону физической нелинейности, что и для заданной системы отыскивается оптимальный проект аппроксимирующей системы, а затем устанавливается соответствие оптимальных проектов заданной и заменяющей систем.

Идея замены плоских или пространственных сплошных стержней эквивалентными сквозными (ферма) и наоборот не является новой. Подробно такие замены

(аппроксимация) описываются в работах Ржаницына А.Р., Сидоровича Е.М., Смирнова А.Ф., Тимошенко С.П., Кондратьева В.М. и др.

Сплошную конструкцию можно заменить эквивалентной статически определенной (с треугольной, раскосной, полураскосной решеткой) или статически неопределимой (например, с перекрестной решеткой) фермой. В качестве критерия эквивалентности принимается равенство потенциальной энергии деформаций заданной конструкции и фермы-модели.

В ферме-модели с перекрестной решеткой жесткости поясов и высота фермы должны удовлетворять известному условию: $h^2 \cdot EA_H = 2EI$, где h — высота фермы, E — модуль упругости, I — момент инерции сплошного стержня. (2)

Жесткости раскосов и стоек вычисляются по формулам: $EA_p = t_p \cdot EA$, $EA_c = t_c \cdot EA$, где t_p и t_c — коэффициенты Пуассона. (3)

где $t_p = \frac{1}{4k(1+\nu) \sin^2 \alpha \cos \alpha + \frac{\cos^3 \alpha}{3t_n}}$, (4)

$t_c = \text{ctg}^3 \alpha \left(\frac{2}{1-2t_n} - \frac{1}{t_p \cos^3 \alpha} \right)$, (5)

$t_n = \frac{EA_H}{EA}$, (6)

ν — коэффициент Пуассона.

Необходимо соблюдать требование, чтобы выражение в скобках (5) оставалось положительным. Это будет возможным, если будет выполнено условие:

$t < t_n < 0.5$, (7)

где $t = \frac{b-1 + \sqrt{(b-1)b+1}}{4b}$, (8)

$b = 1.5 \cdot k \cdot (1+\nu) \cdot \text{tg}^2 \alpha$, (9)

Для эквивалентных ферм с поясами разных поперечных сечений также можно получить аналогичные соотношения. Сумма продольных жесткостей поясов эквивалентной фермы принимается равной продольной жесткости сплошного стержня [4]:

$EA_B + EA_H = EA_\Phi = EA$, (10)

где индексы "в", "н", "ф" относятся соответственно к верхнему и нижнему поясам эквивалентной фермы, если ее рассматривать расположенной горизонтально, и к самой ферме в целом. Высота эквивалентной фермы h_Φ с поясами равного поперечного сечения входит в уравнение:

$\frac{EJ}{EA} = h_\Phi^2 \frac{2\tau}{(1+\tau)^2}$, (11)

где $\tau = \frac{EA_B}{EA_H}$, (12)

Один из неизвестных параметров в уравнении (11) можно задавать произвольно. При $\tau = 1$ выражение (11) становится аналогом зависимости (2). Жесткости эле-

ментов решетки эквивалентной фермы с поясами разных сечений определяются так же, как и для ферм с одинаковыми сечениями поясов, по формулам (3)–(6).

Рассмотренные модели эквивалентных ферм характеризуются тем свойством, что их высота, однозначно определяемая в зависимости от отношения жесткостей поясов, получается достаточно малой, что не позволяет укрупнять длины панелей эквивалентной фермы без ухудшения обусловленности результатов численного решения из-за малости углов наклона раскосов к поясам. От указанных недостатков свободны трехпоясные фермы-модели (рис. 1,б). Для таких ферм жесткости крайних поясов можно получить по формуле (2). Жесткость EA_0 серединного пояса получается из условия равенства продольных жесткостей фермы-модели в целом и заменяемого фермой стержня:

$$EA_0 = EA - 2 \cdot EA_n \quad (13)$$

Так как поперечная сила воспринимается двойной решеткой, то жесткости раскосов трехпоясной фермы вычисляются по формуле (3) с коэффициентом при t_p равным 0,5.

Из двухпоясных и трехпоясных ферм можно собирать фермы-модели более сложной структуры: многопоясные и т.п. Например, несимметричный двутавр можно рассматривать составленным из двух тавров высотой h_1 и h_2 . Каждый из тавров можно заменить трехпоясной фермой, причем нижний пояс верхней фермы и верхний пояс нижней фермы объединяются. В результате получается пятипоясная ферма-модель.

Разумеется, аппроксимация сплошных стержней эквивалентными шарнирно-стержневыми приводит к приближенному решению. Однако погрешность расчета при использовании моделируемой системы сопоставима с погрешностью, закладываемой гипотезой плоских сечений и гипотезой об отсутствии нормальных напряжений между фибрами сплошного стержня. В фермах-моделях автоматически учитывается искривление поперечных сечений в процессе деформации, и слои многопоясной фермы-модели взаимодействуют между собой.

Способ дискретизации континуальных систем позволяет легко решать многие задачи строительной механики, причем точность расчета необходимых величин не уступает точности по методу конечных разностей и методу конечных элементов,

Например, многопролетную неразрезную балку можно заменить как двухпоясной фермой с перекрестной решеткой (см. рис. 1,б), так и эквивалентными трехпоясными (см. рис. 1,с) и пятипоясными фермами (см. рис. 1,д).

ЛИТЕРАТУРА

1. Борисевич А.А. Расчет и оптимизация нелинейно упругих изгибаемых систем с использованием стержневой аппроксимации // Вестник Брестского государственного технического университета, № 1. – Брест, 2000 г.
2. Борисевич А.А., Казутов М.А., Трепачко В.М. Некоторые особенности расчета физически нелинейных балок // Вестник Брестского технического университета, №.. – Брест, 2001 г.
3. Трепачко В.М. Оптимизация физически нелинейных шарнирно-стержневых систем // Материалы 6-го международного научно-методического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь», посвященного 80-летию БГПА. – Минск, Принтекс, 2001 г.
4. Кипцевич В.А., Сидорович Е.М. Шарнирно-стержневая аппроксимация нелинейно-деформируемых изгибаемых стержневых систем // Зборнік навуковых артыкулаў студэнтаў ВНУ Рэспублікі Беларусь. Матэрыялы Рэспубліканскай навуковай канферэнцыі студэнтаў ВНУ Рэспублікі Беларусь (15-18 мая 1995 г., Мінск). – Мн.: БДУ, 1995 – с. 171–174.

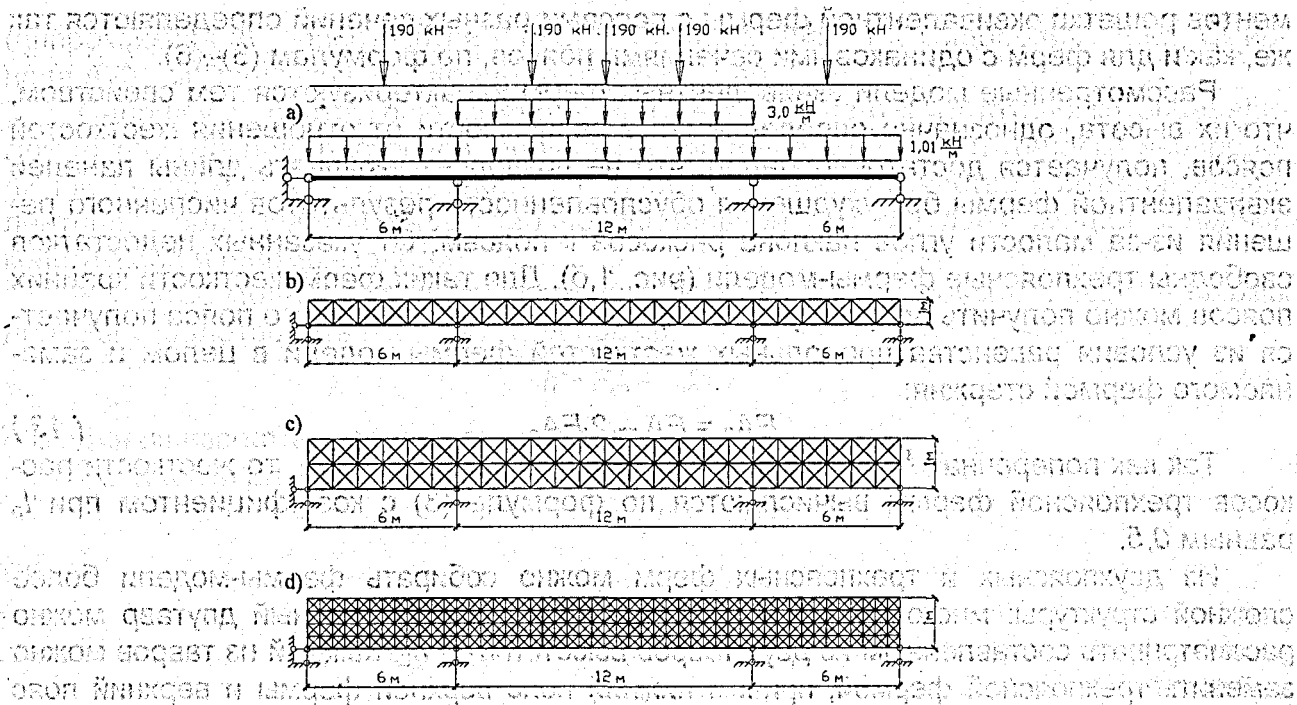


Рис. 1. Замена многопролетной неразрезной физически нелинейной балки (а) эквивалентными двухъярусной фермой (б), трехъярусной (с), пятиъярусной (д) фермами

В работе рассмотрены вопросы замены балки фермой. В качестве исходных данных приняты данные, приведенные в [1].

Балка имеет длину 24 м, разделенную на три пролета по 6 м, 12 м и 6 м. На балку действуют четыре точечные нагрузки по 190 кН и равномерно распределенная нагрузка 3,0 кН/м. Высота фермы принята равной 1,01 м.

В работе рассмотрены следующие варианты замены балки фермой:

- а) эквивалентная двухъярусная ферма;
- б) эквивалентная трехъярусная ферма;
- в) эквивалентная пятиъярусная ферма.

Результаты расчетов приведены в [1].

1. Расчеты балки и фермы. В. А. Куприянов, Е. М. Шадриков, В. А. Смирнов. М.: Стройиздат, 1987. 120 с.

2. Расчеты балки и фермы. В. А. Куприянов, Е. М. Шадриков, В. А. Смирнов. М.: Стройиздат, 1987. 120 с.

3. Расчеты балки и фермы. В. А. Куприянов, Е. М. Шадриков, В. А. Смирнов. М.: Стройиздат, 1987. 120 с.

4. Расчеты балки и фермы. В. А. Куприянов, Е. М. Шадриков, В. А. Смирнов. М.: Стройиздат, 1987. 120 с.

5. Расчеты балки и фермы. В. А. Куприянов, Е. М. Шадриков, В. А. Смирнов. М.: Стройиздат, 1987. 120 с.



VII Международный научно-методический семинар
**"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"**

Секция V

**ПРОБЛЕМЫ ДОЛГОВЕЧНОСТИ, КОРРОЗИОННОЙ
СТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

Król M., Halicka A:

**REKONSTRUKCJE I AKTYWNE NAPRAWY
KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH**

1. ISTOTA NAPRAW AKTYWNYCH

Obiekty i elementy budowlane, w których w czasie eksploatacji powstały uszkodzenia i destrukcje lub konstrukcje dotknięte błędami pierwotnymi, wymagają wykonania w odpowiednim czasie rekonstrukcji bądź zabiegów naprawczych. Zabiegi te są niezbędne w celu eliminacji uszkodzeń i zapewnienia dalszej bezpiecznej eksploatacji obiektu. W pracach [1, 2, 3] autorzy zaproponowali klasyfikację działań rewitalizacyjnych (restauracyjnych) ze względu na istotę, cel oraz sposób oddziaływania na konstrukcję.

Szczególną rolę wśród działań restauracyjnych zajmuje naprawa, rozumiana jako doprowadzenie uszkodzonej konstrukcji do stanu, w którym spełnione będą normowe wymagania nośności i użyteczności, a sama konstrukcja spełniać będzie wymogi użytkowe. Naprawa obejmuje także ewentualną korektę konstrukcyjną w przypadku występowania błędów pierwotnych.

Wykonana naprawa, w zależności od zastosowanej techniki lub materiału, może być w stosunku do konstrukcji bierna lub aktywna. Naprawa bierna nie ma wpływu na układ sił wewnętrznych panujących w eksploatacyjnej konstrukcji, polega jedynie na uzupełnieniu ubytków (reprofilacji), dobetonowaniu lub wypełnieniu pustek w betonie (sposobem iniekcji). Naprawa aktywna natomiast, indukuje redystrybucję sił wewnętrznych w restaurowanej konstrukcji. Istotą jej jest zastosowanie takiego rozwiązania materiałowo-konstrukcyjnego, które spowoduje powstanie pola naprężeń, różnego od pola naprężeń

występującego przed naprawą. Zmiana ta powinna korzystnie wpłynąć na możliwość przeniesienia przez konstrukcję obciążeń eksploatacyjnych, bieżących i dodatkowo projektowanych.

2: MATERIAŁY EKSPANSYWNE DO NAPRAW KONSTRUKCJI Z BETONU

Każdy materiał do naprawy konstrukcji z betonu spełniać powinien cztery kryteria:

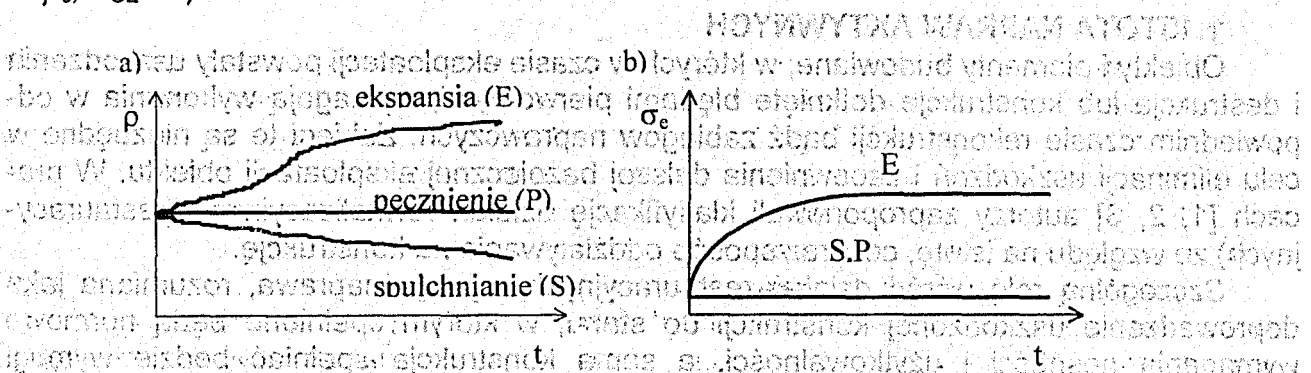
- kompatybilności z materiałem naprawianej konstrukcji, a więc powinien to być materiał na bazie mineralnej,
- wysokiej przyczepności do podłoża betonowego,
- trwałości odpowiadającej prognozowanemu czasowi eksploatacji naprawianej konstrukcji,
- możliwości samoczynnego włączenia się do pracy statycznej obciążonej konstrukcji.

Autorzy dokładniej omówili te kryteria w pracach [2,3] podając również zakres odstępstw od kryterium kompatybilności oraz specyfikując pożądane właściwości materiałów do napraw konstrukcji z betonu [3].

Szczególne miejsce wśród materiałów naprawczych zajmują materiały charakteryzujące się przyrostem objętości. Są one korzystne, gdyż nie mają tendencji do mikrooddzielania się od powierzchni naprawy, co występuje w materiałach obarczonych skurczem.

W literaturze technicznej procesy wzrostu objętości nie znalazły jednoznacznego opisu. Dla zdefiniowania pojęć należy nawiązać do zmian właściwości materiałów w procesie swobodnego wzrostu objętości, a w szczególności zmiany gęstości objętościowej oraz ich zachowania się przy ograniczaniu swobody odkształceń (powstawanie lub niepowstawanie naprężeń wewnętrznych - samonaprężeń). Tak postępując wyróżnić można następujące zjawiska zmian objętości (rys.1):

- spulchnianie S, oznacza wzrost objętości z równoczesnym zmniejszaniem się gęstości objętościowej, przy braku samonaprężeń wewnętrznych ($\rho < \rho_0$, $\sigma_{CE} = 0$);
- pęcznienie P, oznacza wzrost objętości przy zachowaniu stałej gęstości i braku samonaprężeń wewnętrznych ($\rho = \rho_0$, $\sigma_{CE} = 0$);
- ekspansja E, oznacza wzrost objętości przy wzroście gęstości i powstaniu samonaprężeń, jeśli zachodzi ona w warunkach ograniczonej swobody odkształceń ($\rho > \rho_0$, $\sigma_{CE} > 0$).



Rys. 1.

Zmiany: a) gęstości objętościowej ρ , b) samonaprężenia σ_e , w czasie trwania procesu ekspansji (E), pęcznienia (P) i spulchniania (S).

Na rynku pojawiło się wiele materiałów firmowych, których producenci rekomendują je jako materiały zwiększające objętość. Także w Politechnice Lubelskiej wytwarzany jest cement, który użyty do zaczynów, zapraw czy betonów wywołuje wzrost ich objętości. Autorzy przeanalizowali dostępne materiały zmieniające objętości i stwierdzili duże

niezgodności z deklarowanymi parametrami. Przykładami mogą być badane domieszki spęczniające EH-1, Q1, VH-1, zaprawy pęczniejące „Zement-Quellmasse 202”, cement Macflow.

3. TECHNIKI NAPRAW AKTYWNYCH

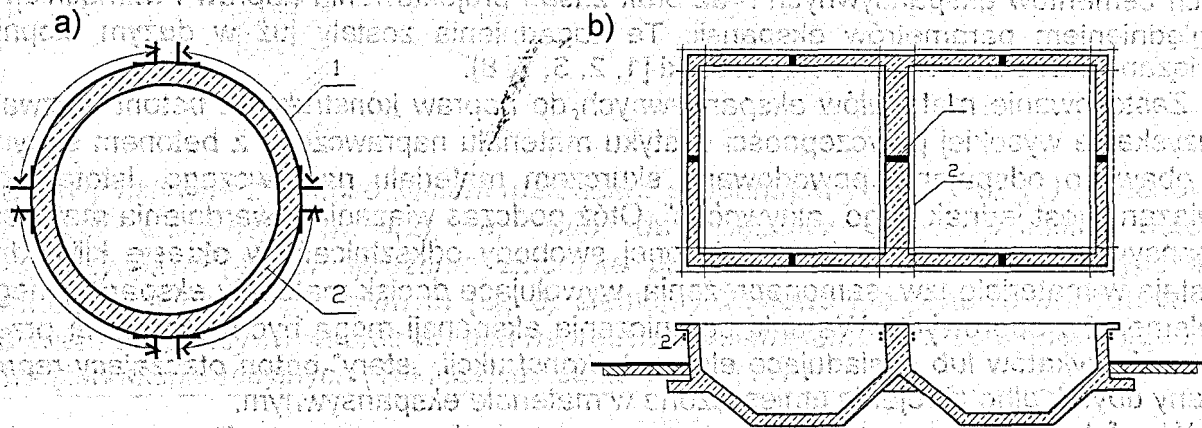
Aby naprawę można było uznać za aktywną, należy ocenić, czy wywoła ona pożądaną zmianę sił wewnętrznych. Taką redystrybucję sił wewnętrznych podczas naprawy lub wzmocnienia konstrukcji można uzyskać przez:

- wprowadzenie cięgien sprężających lub ściągów wstępnie napiętych w strefy elementu konstrukcyjnego wymagające naprawy lub wzmocnienia,
- zmianę schematu statycznego, powodującą zmiany w rozkładzie sił wewnętrznych,
- wprowadzenie dodatkowych naprężeń przez zastosowanie aktywnych materiałów ekspansywnych [7].

3.1 CIĘGNA SPRĘŻAJĄCE LUB ŚCIĄGI WSTĘPNIE NAPIĘTE

Zastosowanie cięgien sprężających lub ściągów wstępnie napiętych oznacza wprowadzenie dodatkowych naprężeń ściskających w strefach, gdzie spodziewane jest wystąpienie naprężeń rozciągających od obciążeń eksploatacyjnych. Autorzy zastosowali to rozwiązanie m.in. w przypadku:

- naprawy spękanego żelbetowego pierścieniowego cokołu, stanowiącego podstawę płaszcza stalowego pieca cylindrycznego do wypalania wapna, gdzie zastosowano obejmy ze wstępnie napiętych odcinków prętów - rys. 2a [4],
- naprawy dwukomorowego nadziemnego zbiornika prostokątnego w oczyszczalni ścieków, w którym zaobserwowano obfite wycieki w wyniku rozwierania się pionowych dylatacji - rys. 2b [5].



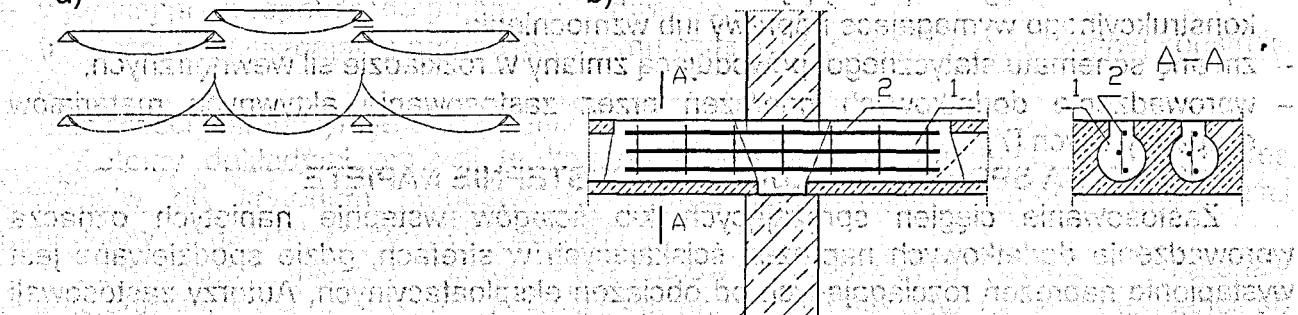
Rys. 2.

Aktywne naprawy konstrukcji za pomocą ściągów wywołujących redystrybucję sił wewnętrznych: a) obejmy sprężające (1) pierścieniowy cokół (2) stanowiący podstawę pieca do wypalania wapna [4], b) ściągi stalowe (2) założone w dwukomorowym, dzielonym dylatacjami (1) zbiorniku komory biosorpcji w oczyszczalni ścieków [5].

3.2 ZMIANA SCHEMATYW STATYCZNYCH

Wzmocnienie lub naprawa tego typu rekomendowana jest wówczas, gdy uszkodzony element konstrukcyjny nie ma wystarczającej nośności, aby w najbardziej wyęźzonych przekrojach bezpiecznie przenieść siły wewnętrzne powstające od obciążeń eksploatacyjnych. Celem zmiany schematu statycznego będzie więc zmniejszenie wartości sił wewnętrznych w najbardziej wyęźzonych przekrojach wymagających wzmocnienia, z równoczesnym zwiększeniem sił w przekrojach mniej wyęźzonych.

Klasycznym przykładem takiego postępowania jest zamiana schematu statycznego elementów wolnopodpartych w schemat elementów wieloprzęsłowych przez zmonolityzowanie na podporach elementów prefabrykowanych. Zmniejszenie momentu przęsłowego zachodzi tu kosztem powstania momentu podporowego (rys.3a), a więc należy zapewnić możliwość jego przeniesienia. W przypadku stropu z płyt wielokanałowych można to zrealizować np. przez zabetonowanie części przypodporowej kanałów z równoczesnym ich zazbrojeniem (rys. 3b);



Rys. 3. Naprawa aktywna przez zmianę schematu statycznego (a) stropu wielokanałowego (b) przez zmonolityzowanie na podporze (c): 1 - wypełnienie kanałów, 2 - zbrojenie

3.3 MATERIAŁY EKSPANSYWNE DO NAPRAW AKTYWNYCH

Stosowanie do napraw aktywnych materiałów ekspansywnych w postaci zaczynów, zapraw i betonów jest w kraju mało rozpowszechnione. Głównym powodem był brak krajowych cementów ekspansywnych oraz brak zasad projektowania napraw i wzmocnień z uwzględnieniem parametrów ekspansji. Te zagadnienia zostały już w dużym stopniu rozwiązane przez ośrodki lubelski i brzeski [1, 2, 3, 7, 8].

Zastosowanie materiałów ekspansywnych do napraw konstrukcji z betonu pozwala na uzyskanie wysokiej przyczepności w styku materiału naprawczego z betonem starym, bez obawy o odspajanie powodowane skurczem materiału naprawczego. Istotą tego rozwiązania jest jednak jego „aktywność”. Otóż podczas wiązania i twardnienia materiału ekspansywnego w warunkach ograniczonej swobody odkształceń, w okresie kilku dni, powstają w materiale tzw. samonapężenia, wywołujące docisk materiału ekspansywnego do elementów oporowych. Warunki ograniczenia ekspansji mogą być realizowane przez styki prefabrykatów lub sąsiadujące elementy konstrukcji, „stary” beton otaczający reprofilowany ubytek albo zbrojenie umieszczone w materiale ekspansywnym.

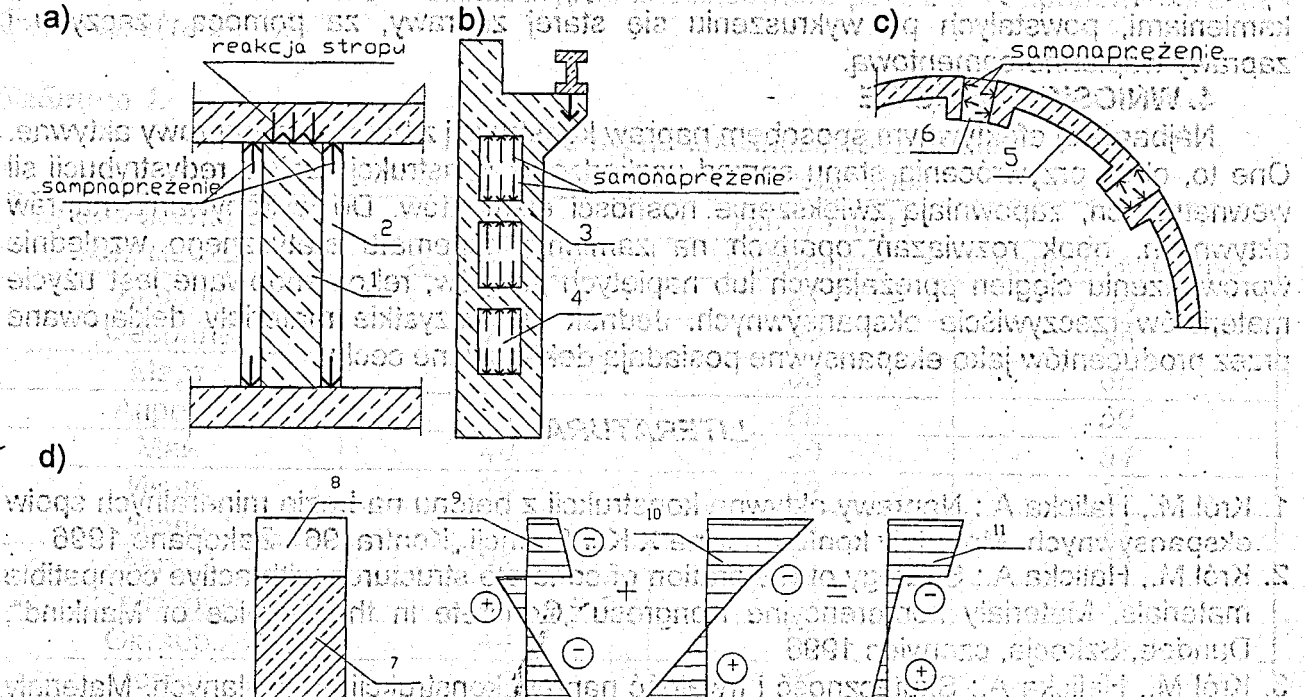
W efekcie docisku do elementów oporowych fragment reprofilowany czy dobetonowany jest ściskany, zaś otaczające go strefy są rozciągane. Zatem jeszcze przed wystąpieniem pełnego obciążenia konstrukcji indukowane są naprężenia wstępne. Takie rozwiązanie jest efektywne wtedy, gdy generowane w konstrukcji naprężenia mają znak przeciwny do spodziewanych naprężeń pochodzących od obciążeń eksploatacyjnych. Wtedy uzyskuje się również wzrost nośności elementu czy konstrukcji.

Przykładami efektywnego zastosowania materiałów ekspansywnych są [8]:

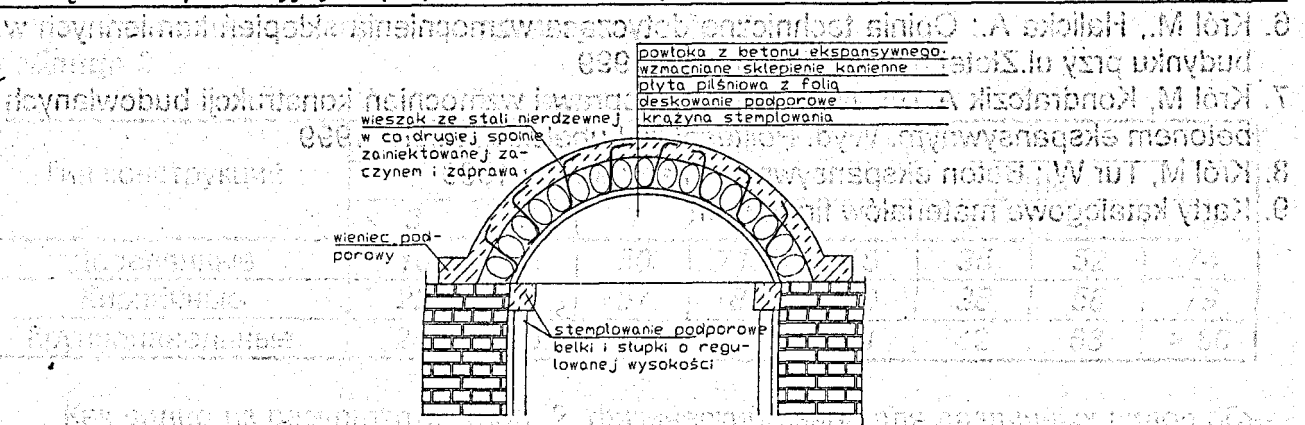
- naprawa słupa jednorodnego przez wykonanie jego obetonowania materiałem ekspansywnym (rys.4a): górny i dolny punkt podparcia słupa oraz odpowiednio ukształtowane zbrojenie stanowią opory dla ekspansji w obetonowaniu, powodujące powstanie samonapężeń w kierunku pionowym, które z kolei wywierają nacisk na fundament i strop; pionowa reakcja skierowana do góry odciąża słup zmniejszając reakcję pierwotną wywieraną przez strop;
- naprawa słupa dwugałęziowego przez wypełnienie materiałem ekspansywnym przestrzeni pomiędzy gałęziami i przewiązkami (rys.4b);

– naprawa zbiorników prefabrykowanych przez wypełnienie styków pomiędzy prefabrykatami materiałem ekspansywnym (rys.4c); dzięki wypełnieniu styków betonem ekspansywnym uzyskuje się efekt „sprężenia” prefabrykatów;

– naprawy i wzmocnienia stropów przez nadbetonowanie betonem ekspansywnym (rys.4d); uzyskuje się wówczas element zespolony, który ma nie tylko większą nośność dzięki zwiększonej wysokości przekroju, ale również charakteryzuje się większym momentem rysującym i mniejszym ugięciem, dzięki powstaniu naprężeń ściskających w dolnej strefie przekroju; jest to więc również pewna forma „sprężenia” elementu stropowego.



Rys. 4. Naprawy aktywne z zastosowaniem materiałów ekspansywnych: a) słup (1) obetonowany betonem ekspansywnym (2), b) słup dwugałęziowy (3) wypełniony betonem ekspansywnym (4), c) sprężenie zbiornika prefabrykowanego (5) przez wypełnienie styków betonem ekspansywnym (6); d) elementy belkowe lub płytowe nadbetonowane betonem ekspansywnym oraz rozkład naprężeń w takim elemencie: od samonapreżeń (9), obciążeń eksploatacyjnych (10) i rozkład sumaryczny (11)



Rys. 5. Naprawa aktywna sklepienia kamiennego przez podwieszenie do nowej powłoki z betonu ekspansywnego [6]

Autorzy zaprojektowali również naprawę i wzmocnienie przy użyciu materiałów ekspansywnych zabytkowych sklepień kamiennych - rys.5 [6]. Sklepienia te znajdowały się w stanie rumoszu kamiennego tak, że pomimo zaprojektowania stropu odciążającego, konstrukcja pod ciężarem własnym groziła zawaleniem. Na dolnych powierzchniach sklepień występowała ponadto polichromia, a więc niemożliwe było wzmocnienie sklepień od dołu. Zaproponowano podwieszenie istniejącego sklepienia do nowej powłoki nośnej, wykonanej z betonu ekspansywnego. Aktywne „podwieszenie” sklepienia jest możliwe dzięki ekspansji, która wypina sklepienie ku górze, napinając tym samym wieszaki podchwytyjące ciosy kamienne. Przewidziano wypełnienie wolnych przestrzeni pomiędzy kamieniami, powstałych po wykruszeniu się starej zaprawy, za pomocą zaczynu i zaprawy wapienno-cementową.

4. WNIOSKI KOŃCOWE

Najbardziej efektywnym sposobem napraw konstrukcji z betonu są naprawy aktywne. One to, obok przywrócenia stanu sprzed uszkodzenia konstrukcji, dzięki redystrybucji sił wewnętrznych, zapewniają zwiększenie nośności elementów. Do wykonywania napraw aktywnych, obok rozwiązań opartych na zamianie schematu statycznego względnie wprowadzeniu cięgien sprężających lub napiętych ściągów, rekomendowane jest użycie materiałów rzeczywiście ekspansywnych. Jednak nie wszystkie materiały deklarowane przez producentów jako ekspansywne posiadają deklarowane cechy.

LITERATURA

1. Król M., Halicka A.: Naprawy aktywne konstrukcji z betonu na bazie mineralnych spoiw ekspansywnych. Materiały konferencyjne X Konferencji „Kontra '96”, Zakopane 1996
2. Król M., Halicka A.: Strategy of restoration of concrete structures with active compatible materials. Materiały konferencyjne Kongresu „Concrete in the Service of Mankind”, Dundee, Szkocja, czerwiec 1996
3. Król M., Halicka A.: Skuteczność i trwałość napraw konstrukcji budowlanych. Materiały XLIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1998
4. Król M., Halicka A.: Rekonstrukcja i wzmocnienie konstrukcji wsporczej pieca wapiennego, Materiały I Konferencji Naukowo-Technicznej „Rzeczoznawstwo budowlane”, Kielce 1995
5. Król M., Halicka A.: Ekspertyza techniczna - Ocena stanu technicznego i określenie sposobu naprawy komory biosorpcji na terenie oczyszczalni ścieków w Łaszczowie, Lublin 1999
6. Król M., Halicka A.: Opinia techniczne dotycząca wzmocnienia sklepień kamiennych w budynku przy ul. Złotej 3 w Lublinie, Lublin 1999
7. Król M., Kondratczik A. Tur W.: Przykłady napraw i wzmocnień konstrukcji budowlanych betonem ekspansywnym. Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin 1999
8. Król M., Tur W.: Beton ekspansywny. Arkady, W-wa 1999
9. Karty katalogowe materiałów firmowych

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНОГО РЕЖИМА НА ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ОБОЕВ

Выборочный анализ обследования 300 различных квартир в деревянных, кирпичных и крупнопанельных зданиях (объем выборки 100) показал на некоторые отклонения от нормативного температурно-влажностного режима в определенные месяцы года (табл. 1).

Таблица 1.

Отклонение температурно-влажностного режима
от нормативных данных в процентах

Время исследования, месяцы	Тип здания		
	деревянные	кирпичные	железобетонные
Январь	74	81	85
Февраль	76	82	85
Март	60	63	65
Апрель	60	56	50
Май	40	40	54
Июнь	30	22	30
Июль	31	29	31
Август	28	33	33
Сентябрь	29	34	36
Октябрь	44	50	55
Ноябрь	44	51	55
Декабрь	59	64	70

Примечание. Здания возведены в 1990 году

При этом выявлено, что наибольшее отклонение от нормативных наблюдается на нижних и верхних этажах. При этом отмечена тенденция роста отклонения за истекшие 10 лет (рис. 1).

Средневероятностный процент износа обоев в этих квартирах, изготовленных по технологии пена и гофра, представлен в табл. 2.

Таблица 2.

Процент износа обоев

Тип конструкций	Срок эксплуатации							
	Гофра				Пена			
	3	5	7	10	3	5	7	10
Деревянные	18	31	50	71,4	15	35	52	74
Кирпичные	22	35	57	80	20	38	58	79
Крупнопанельные	25	38	62	> 80	24	42	63	> 80

Как видно из результатов табл. 2, физический износ для различных видов обоев протекает неравномерно. Также отмечено, что наименьший износ обоев, выпущенных по двум типам технологии, отмечен у деревянных конструкций, наибольший у крупнопанельных. Это обстоятельство необходимо учитывать при оценке межремонтных сроков работ и при маркетинговых исследованиях по изучению рынка сбыта.

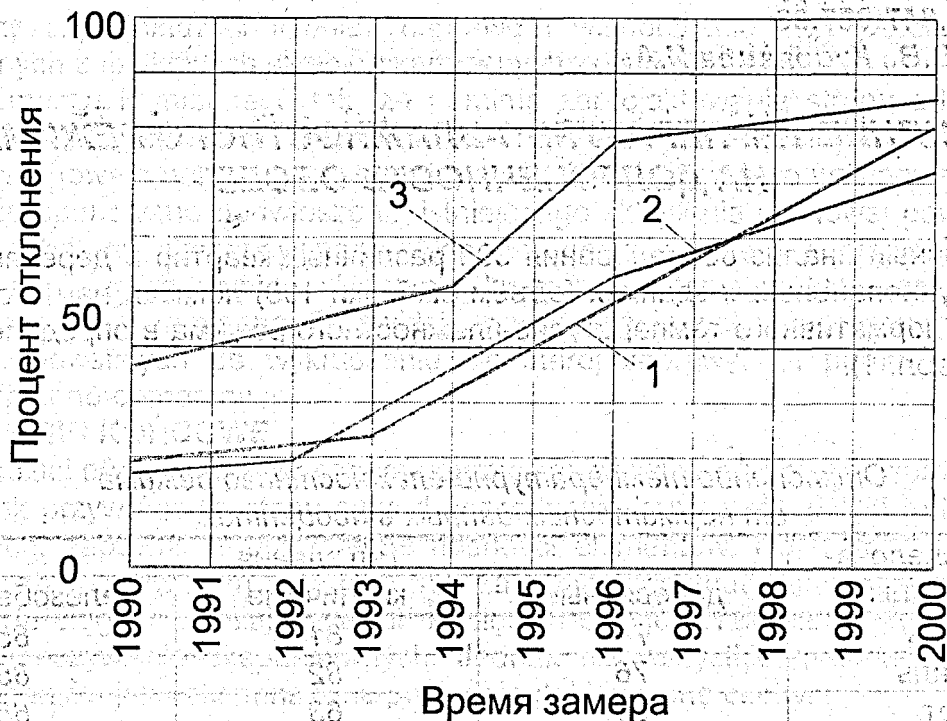


Рис. 1. График отклонения температурно-влажностного режима в январе месяце по годам: 1 – деревянные; 2 – кирпичные; 3 – железобетонные здания

В связи с тем, что физический износ обоев зависит от температурно-влажностного режима определение дополнительного износа обоев производится суммированием дополнительного износа, вызванного отклонением влажности одного уровня, на число повторений. С этой целью в расчет вводится функциональная зависимость $\Delta = \alpha W^n$ для данного типа обоев (рис. 2, а) и плотность распределения влажности (рис. 2, б), выявленной в течение года.

Для выбора закона распределения, наиболее полно соответствующего экспериментально полученным статистикам, выполнен анализ соответствия нормальному, бета и гамма распределению, логарифмически нормальному и равномерному.

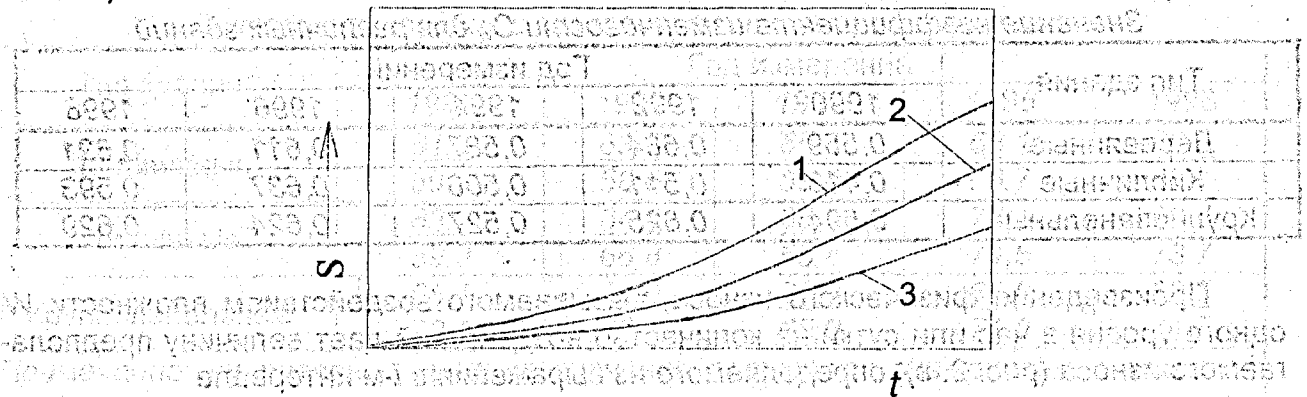
Оценка производилась с помощью критерия при уровне значимости $\gamma = 0,05$.

Меры расхождения χ^2 для рассматриваемых законов соответствующей вероятности приведены в табл. 3.

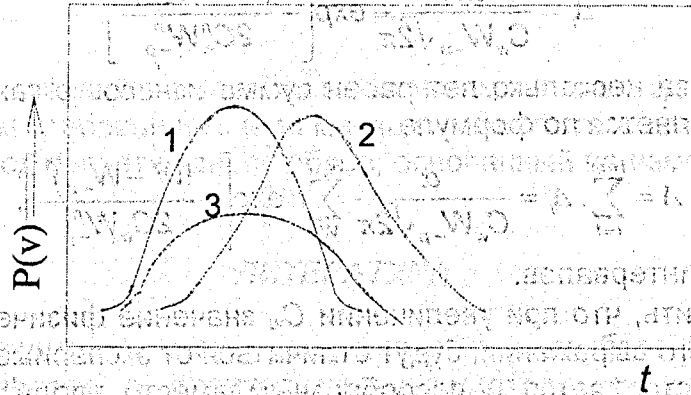
Таблица 3.

Мера расхождения χ^2 для рассматриваемых законов и их вероятности P

Показатели	Закон распределения					
	нормальный	равномерный	бета-распределение	гамма-распределение	логарифмическое	логарифмическое нормальное
Гофра						
χ^2	109,0	3151	2087	1951	1711	1832
P	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Пена						
χ^2	118	3856	2962	2038	1964	2075
P	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Водостойкие						
χ^2	285	2106	1854	1851	1785	1781
P	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001



б)



в)

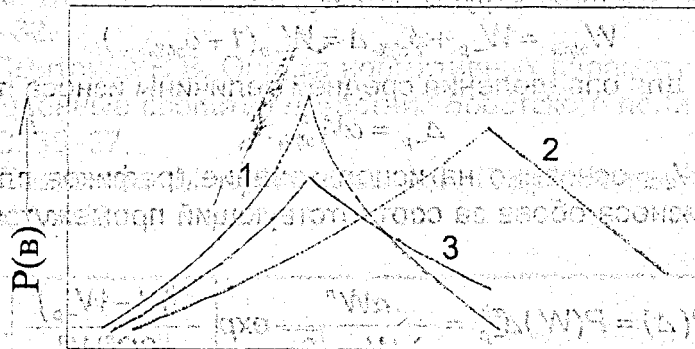


Рис. 2.

Схема расчета физического износа: а) накопление повреждений в сутки от температурно-влажностного режима; б) плотность распределения влажности; в) определение эквивалентной величины; 1 – гофра; 2 – пена; 3 – влагостойкие.

По результатам табл. 3 предпочтение отдается нормальному закону распределения.

При разбивке на интервалы всех совокупностей влажностей и температур за час или день в году N повторений режимов i -го уровня равно

$$N_i = \frac{1}{C_w W_{-p}} \exp \left[-\frac{(W_i - W_{-p})^2}{2 C_w^2 W_{-p}^2} \right]$$

где: W_{cp} – средний процент влажности;
 C_w – коэффициент изменчивости влажности, по результатам наблюдения находится в интервале от 0,418 до 0,684 (табл. 4).

Таблица 4.

Значение коэффициента изменчивости C_w для различных зданий

Тип здания	Год измерений				
	1990	1992	1994	1996	1998
Деревянные	0,559	0,684	0,587	0,611	0,621
Кирпичные	0,418	0,511	0,506	0,637	0,593
Крупнопанельные	0,594	0,625	0,527	0,624	0,629

Произведение физического износа, вызываемого воздействием влажности W_i одного уровня в час или сутки на количество воздействий дает величину предполагаемого износа (рис. 2, в), определяемого из выражения в i -м интервале

$$\Delta_i = \frac{\alpha W^n}{C_w W_{-p} \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(W - W_{-p})^n}{2 C_w^n W_{-p}^n} \right]$$

Данный износ за несколько лет равен сумме износов в каждом i -м интервале влажности и определяется по формуле

$$\Delta = \sum_{i=1}^{l=m} \Delta_i = \frac{\alpha}{C_w W_{-p} \sqrt{2\pi}} \sum_{W_i}^{W_{i+1}} \exp \left[-\frac{(W - W_{-p})^n}{2 C_w^n W_{-p}^n} \right],$$

где m – количество интервалов.

Следует отметить, что при увеличении C_w значение физического износа Δ_i полученные для данного выражения, будут отличаться от экспериментальных.

Поэтому, представляется целесообразным вместо ввода средних значений, ввести эквивалент, являющийся функцией W_{cp} и C_w

$$W_{э\eta\%} = W_{-p} + \phi_{э\eta\%} \Delta = W_{-p} (1 + \phi_{э\eta\%} \alpha W^n).$$

Тогда формула для определения средней величины износа принимает вид

$$\Delta_{-p} = \alpha W_{э\eta\%}^n$$

Определение $W_{э\text{КВ}}$ основано на использовании графиков плотности распределения физического износа обоев за соответствующий промежуток времени при различных C_w .

$$P(\Delta) = P(W) \Delta_{-p}^{\min} = \frac{\alpha W^n}{C_w W_{-p} \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(W - W_{-p})^n}{2 C_w^n W_{-p}^n} \right],$$

где: $P(\Delta)$ – плотность распределения физического износа обоев по величине действующей влажности;

$P(W)$ – плотность вероятностной величины влажности, выявленных в помещениях.

Физическим смыслом $W_{э\text{КВ}}$ является абсцисса центра тяжести площади, описываемой уравнением и определяемая из выражения

$$W_{э\eta\%} = \frac{\int \int W d w d s}{\int \int d w d s}$$

Так как данный интеграл является не берущимся он решается численными методами по стационарным программам. Некоторые значения $W_{э\text{КВ}}$ и W рассчитаны на ЭВМ и приведены в табл. 5.

Таблица 5.

Показатель средних и эквивалентных значений влажности

Тип здания	Год измерений				
	1990	1992	1994	1996	1998
Деревянные	61,4	63,7	65,4	63,1	68,5
	59,6	58,6	69,4	66,7	63,1
Кирпичные	63,7	64,4	65,5	70,1	69,4
	59,8	66,8	55,4	74,5	73,7
Крупнопанельные	66,1	64,0	61,0	68,0	69,5
	70,1	68,1	65,0	71,0	71,5

Примечание: числитель – средние значение влажности; знаменатель – эквивалентные значения

Выводы

1. Выявлено, что температурно-влажностный режим в жилых зданиях не соответствует нормативным требованиям, и по месяцам имеет отклонения!
2. Представлен метод расчета износа обоев, основанный на изменении влажности в квартирах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дмитриев В.В. Мониторинг эксплуатационных качеств обоев // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сб. ст. IV научно-методического межвузовского семинара. Гомель, 1998. С. 29–32.
2. Кудрявцев И.А., Дмитриев В.В. Оценка нормативных параметров обоев и их влияние на эксплуатационные свойства // Вестник Брестского политехнического института. 2000. № 1. С. 35–37.
3. Кудрявцев И.А., Беспалова М.В., Чикилев А.С. Гидроизоляционные системы. Гомель: БелГУТ. 2000. 443 с.

УДК 69.059.3

Золотухин Ю. Д., Редюк В. Н.

ОЦЕНКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЗДАНИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ТИПА

Основным видом массового жилищно-гражданского строительства в бывшем СССР были бескаркасные крупнопанельные здания, вводимые в эксплуатацию с 1959 г. при этажности 4, 5, 9, 10, а затем 12, 16, 20 и 25 этажей.

По требованиям срок СНиП службы крупнопанельных зданий должен достигать до 80–120 лет. Такой срок службы на практике трудно достижим даже при четко налаженной и грамотной эксплуатации. Снос существующих зданий в настоящее время нереален. Необходимо разработать рациональные методы их ремонта, усиления или реконструкции на основании оптимальной методики обследования.

Крупнопанельные здания являются сложными системами, надежность которых зависит от надежности составляющих их элементов (фундаментов, несущих панелей, горизонтальных дисков и перекрытий и вертикальных диафрагм).

жесткости). Оценка фактического состояния каждого здания решается индивидуально после комплексного обследования, грунтов основания, тщательного анализа причин возможных неравномерных осадок фундаментов с инструментальным замером деформаций и повреждений несущих конструкций по всем этажам с определением физико-механических характеристик материалов и их коррозионных повреждений, основные этапы и конструктивные элементы которого даны в таблице.

Детальное обследование зданий может производиться по следующему алгоритму:

1. Отбор монолитов и проб грунтов для определения прочностных характеристик;
2. Вид, конструкция, материал, глубина заложения, гидроизоляция, наличие и величины неравномерных осадок фундаментов;
3. Ширина раскрытия трещин, отклонение от вертикали фасада;
4. Конструкция и состояние, наличие повреждений, трещин, тепло-звукоизоляция перекрытий и покрытия;
5. Несущая способность и жесткость, наличие трещин, вертикальных и горизонтальных деформаций, состояние арматуры и закладных деталей, наличие высолов, влажных и ржавых пятен, следов разрушения герметиков и теплоизоляционных материалов панелей стен, перегородок и лестниц;
6. Нормативный и вероятностный анализ результатов детального обследования всех несущих элементов здания в совокупности с имеющимися данными натурных испытаний с оценкой фактических прочностных и деформативных характеристик здания путем моделирования различных ситуаций на ЭВМ по разработанной программе, с выдачей объективной информации по экономически целесообразным методам ремонта, усиления или реконструкции, примеры которых приводятся в докладе.

УДК 320.193/197:89

Золотухин Ю.Д., Белоусова Г.Н.

СНИЖЕНИЕ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО ВЛИЯНИЯ КОРРОЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ АРМАТУРЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ

Несмотря на то, что железобетонные конструкции характеризуются высокой стойкостью и долговечностью, они в целом ряде случаев подвержены весьма интенсивной коррозии и разрушению. Проблема обеспечения сохранности арматуры, находящейся в длительной эксплуатации, а также незабетонированной, является весьма актуальной в настоящее время. Достаточно велик круг малоисследованных вопросов: поведения арматуры при одновременном воздействии нескольких агрессивных факторов, динамика коррозии в процессе изменения вещественного состава среды, защита ее в период хранения и эксплуатации.

Методы защиты, основанные на изменении свойств арматуры, связаны с расходом легирующих добавок, что значительно удорожает ее стоимости. Покрытие поверхности железобетона различными полимерными составами не обеспечивает необходимой защиты арматуры, особенно если конструкция находится в зоне действия блуждающих токов. Процесс коррозии арматуры может возникать независимо от коррозии бетона. Исследования показали, что скорость коррозии арматуры зави-

сит от многих факторов, однако в основе коррозионных явлений всегда лежат электрохимические процессы, для действия которых необходимо присутствие влаги и кислорода на поверхности металла. Это приводит к растрескиванию бетона под давлением растущего слоя ржавчины, и, как следствие, к аварийному состоянию строительных конструкций. Эффективным методом защиты в настоящее время является нанесение защитных покрытий на арматуру.

Выполненное детальное обследование зданий и мониторинг коррозионных процессов арматуры в железобетонных конструкциях показали, что под воздействием атмосферных осадков на открытых участках арматуры образовался слой коррозии толщиной от 0.15 до 0.4 мм. Для влияния ржавчины на состояние арматуры в бетоне была проведена серия опытов на бетонных образцах с арматурными стержнями. Одна часть из них была покрыта слоем ржавчины, вторая – защитными покрытиями на основе полимерных составов, третья – чистая. Проведенные исследования показали высокую защитную способность антикоррозионных полимерных покрытий.

УДК 624.011.04

Золотухин Ю.Д., Куземкина Г.М.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ НАДЕЖНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАРКАСОВ РАМНОГО ТИПА

Актуальными проблемами современного строительства являются проблемы долговечной, надежной и безопасной работы зданий и сооружений. Здания промышленного назначения отличаются наличием в них различных видов виброактивного оборудования с различными частотами возбуждения. Для обеспечения эксплуатационной надежности рамных каркасов таких зданий уже на стадии проектирования необходимо учитывать возможность резонанса, вызванного совпадением частот собственных колебаний конструкции с частотами вынуждающих сил и моментов.

Белорусским государственным университетом транспорта были предложены в качестве каркаса зданий промышленного назначения сборные железобетонные рамы с повышенными до 6,2 м стойками для пролетов 12 и 18 м и шагом 6 м в продольном направлении. Особенностью предложенной рамы по сравнению с типовой является введение в конструкцию удлиняющих балочных элементов и системы затяжек, которые обеспечивают несущую способность рамы и повышают жесткость. Наличие ряда специфических узлов у модифицированной рамы позволило обнаружить некоторые дополнительные динамические качества. Варьируя силой натяжения затяжек, можно изменять жесткостные свойства конструкции и с ними – частоты собственных колебаний, что позволяет избегать резонансных или близких к ним колебаний. В случае наличия в различных частях здания видов виброактивного оборудования, характерных различными частотами возбуждения, можно произвести отстройку от резонансов каждой такой части, независимо от соседних.

В ходе работы теоретически исследовалась зависимость частот собственных колебаний рамной конструкции от изменения геометрических и силовых параметров затяжки. Методом разложения по формам собственных колебаний элементов конструкции были получены значения частот собственных колебаний рамы и построены графики, иллюстрирующие зависимость частоты колебаний рамы от параметров затяжки.

Таким образом, изменяя динамические характеристики рамных каркасов, можно обеспечить эксплуатационную надежность, долговечность и безопасность в зданиях промышленного назначения при наличии нескольких видов виброактивного оборудования с различными частотами возбуждения.

УДК 69.058.022.56

Казачек В.Г.

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ И КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА

Для того чтобы разобраться в причинах того что, несмотря на многочисленные директивные акты, качество строительных объектов, как в философском, так и в технико-экономическом понимании остается на низком уровне необходимо сначала отметить некоторые общие проблемы от состояния которых непосредственно, зависит конечный результат, строительной деятельности, определить основные "болевые точки", которые в значительной мере снижают эффективности принимаемых в настоящее время усилий по повышению качества строительства, и наметить основные пути их решения.

Принципиальным отличием существующих в капиталистических странах систем обеспечения и управления качеством является то, что они являются в значительной мере саморегулирующимися за счет большой доли частной собственности и высокой конкуренции производителей. Общим в них является простота схемы обеспечения и управления качеством.

Разработчиками стандартов и норм, как правило, являются негосударственные ассоциации различного уровня, включающие представителей всех этапов инвестиционного процесса. Координация работ в этой области в США осуществляется национальным институтом стандартов и новых технологий (NIST). Надзор за строительством по заданию владельца здания осуществляют, как правило, представители проектировщика, но в отдельных случаях могут привлекаться представители независимых фирм.

Аттестацию и сертификацию продукции по различным уровням качества осуществляют региональные центры. Характерным является то что, несмотря, на менее жесткие в целом допуски на изготовление конструкций, разбивку и монтаж, и отсутствие (по нашим сведениям) строгой за нормированной системы обеспечения точности геометрических параметров в строительстве (включая разделение на классы точности, выполнение расчета точности и оценки собираемости конструкций и т.д.), качество монтажных работ в западных странах как правило, более высокое за счет строгого входного, операционного и приемочного контроля, высокой требовательности заказчика, значительных штрафных санкций за нарушения требований, проекта. Ответственность инспектора (имеющего разрешение на указанный вид деятельности от разработчиков соответствующих норм) и объем надзора за строительством, отражается в контракте. Заказчик может выставлять повышенные требования к качеству и его контролю по сравнению с действующими нормами (предусматривающими, как правило, минимальные требования), что должно быть оговорено в проекте и контракте.

Муниципальные инспектора ведет надзор за правопорядком в строительстве осуществляют экспертизу проекта и общий выборочный инспекционный контроль за основными этапами строительства, обеспечивающими требуемую несущую способ-

ность и долговечность здания, а также контролируют в дальнейшем соблюдение владельцами основных правил эксплуатации объектов.

Управление качеством в соответствии со стандартами серии ИСО-9000 в США широко осуществляется в сфере производства строительных материалов, а в области строительно-монтажных работ практически не применяется. Похожая система надзора сложилась и в других странах (Германия, Дания, Швейцария и т.д.).

В Республике Беларусь, как и в большинстве других стран СНГ традиционно сложилась многоуровневая многоплановая система надзорных органов в строительстве которые во многом дублируют друг друга. Система нормативных документов, регламентирующих вопросы управления качеством в Республике Беларусь включает основополагающий СНБ [17], систему пособий к нему, содержащих рекомендуемые мероприятия по созданию систем качества в проектах организациях [18], в промышленности строительных материалов, изделий и конструкций [15] и в строительно-монтажных организациях [16]. Кроме того, разработан ряд руководящих материалов, регламентирующих деятельность авторского надзора, технадзора заказчика, Госстройнадзора и т.д.

В соответствии с [17] комплекса работ по планированию и управлению качеством в строительстве должны осуществляться на двух уровнях:

- 1) на государственном,
- 2) на уровне строительных объединений, организаций, предприятий.

Очевидно, что при преобладании государственной формы собственности и отсутствии у большинства руководителей предприятий реальных стимулов к повышению качества работ неизбежна значительная роль первого уровня в поддержании порядка в строительной отрасли.

Тем не менее, на наш взгляд роль государственного регулирования качества строительства в действующих нормативных документах несколько гипертрофированна. Достаточно отметить, что в концепции системы качества в строительстве, на основе которой разработаны данные СНБ и пособия вся система названа государственной. Это противоречит сути системы стандартов ИСО-9000, основой которой является конкуренция производителей при минимальном вмешательстве государства и то только на уровне защиты законных прав и интересов потребителей и общества в целом.

В процессе постепенного перехода к рыночным формам взаимоотношений в строительстве многие функции государственных органов, в том числе Госстройнадзора, являющегося составной частью системы государственного регулирования строительной деятельности должна отпадать. В частности, очевидно, что в функции Госстройнадзора должен (наряду с контролем за правопорядком в строительстве) входить контроль за соблюдением утвержденной проектно-сметной документации, требований строительных норм и стандартов, но только в части соблюдения обязательных требований, определяющих надежность зданий и сооружений и их инженерных систем, несущую способность строительных конструкций и оснований, безопасность строительной продукции и работ для жизни, здоровья и имущества людей, охрану окружающей среды.

Должны постепенно сводиться к минимуму функции контроля за введением авторского и технического надзора, за организацией производственного контроля качества на объектах строительства, совершенствование законодательной и нормативной базы и другие несвойственные надзорным органам функции.

Названные выше СНБ и пособия по обеспечению качества строительства содержат лишь общие рекомендации по осуществлению различных видов контроля (входного, операционного, инспекционного).

Технический контроль по [8] заключается в проверке соответствия объекта, его свойств установленным требованиям. Так как показатели качества являются количественной характеристикой одного или нескольких свойств продукции составляющих его качество [5], то контроль включает проведение измерений, испытаний, экспертизы или оценки его характеристик и их сравнение с установленными требованиями [17]. Применительно к сфере деятельности Госстройнадзора основными показателями качества (показателями назначения) на этапе строительства следует считать показатели точности геометрических параметров, которые определяют несущую способность, надежность и долговечность, заводскую или построечную трудоемкость строительства.

В настоящее время основой массового строительства в Республике Беларусь остается сборный железобетон. Качество монтажа зависит от типов конструкций и достигнутой точности их изготовления, которая должна обеспечить проектный характер соединений и сборку без дополнительной подгонки, а также взаимозаменяемость по маркам изделий. Погрешности и соответствующие требования к точности строительства можно разделить на три основные группы:

1 – изготовление элементов,

2 – разбивка здания на местности,

3 – монтаж.

В каждой из этих групп (на каждом из отмеченных этапов выполнения работ) существует своя система технологических допусков, назначаемых из условия обеспечения рационального процесса производства работ и технически достижимой точности оборудования, инструмента и оснастки [4].

Технологические допуски в каждой группе сгруппированы в классы точности (1-9) используемые для назначения различного (требуемого) уровня точности технологических операций, обеспечивающего собираемость конкретного здания. В каждом классе точности различные по величине размеры однотипных элементов имеют одну и ту же относительную точность. Класс точности определяет величину допуска и, следовательно, оптимальные методы и средства выполнения работ и контроля их качества.

Взаимозаменяемость конструкций определяет возможность их собираемости в здании, т.е. сборки зданий из независимо изготовленных конструкций с геометрической точностью, соответствующей предъявляемым к зданию эксплуатационным (функциональным) требованиям.

Реализация данных принципов должна осуществляться на основе использования системы стандартов по обеспечению точности геометрических параметров в строительстве разработанной еще в начале 80-х годов [1]. Строгое соблюдение принципов, заложенных в данных стандартах создаст предпосылки, для назначения в проекте научно-обоснованной величины технологических допусков и позволит проектировщикам на основе расчета точности закладывать в проект требуемый класс точности изготовления и установки конструктивных элементов в зависимости от назначения здания, принятой конструктивной схемы и способа монтажа, т.е. обеспечить полную или частичную собираемость конструкций здания при заданном значении функционального допуска.

Точность (класс) изготовления железобетонных изделий разбивки и монтажа зависит от конкретной конструкции, типа и состояния технологической оснастки.

Функциональные допуски в соответствии с принятой номенклатурой [3] устанавливают предельные отклонения результирующих параметров из условия обеспечения прочностных, изоляционных, эстетических (и др.) требований к конструкциям. В процессе расчета точности, по характеристикам точности составляющих (частных);

геометрических параметров, определяют расчетное значение результирующего параметра, которое сравнивают с допустимыми предельными значениями этого параметра (функциональными допусками).

В качестве результирующих параметров (показывающих точность окончательно собранной конструкции) рассматриваются размеры в узлах сопряжения элементов (глубина опирания, несоосность, наклон и т.п.) т.е. параметры, которыми завершается определенный цикл технологических операций и в которых, накапливаются (компенсируются) погрешности этих операций.

Например, допуск длины опирания плит покрытия на фермы связан с 21 технологическим допуском на отдельные операции, включая допуски на разбивку осей, разметку осевых рисков, совмещение осевых рисков, геометрию сечений ферм, установку ферм по вертикали, вертикальность колонн, прямолинейность верхнего пояса ферм и т.д.

Функциональные допуски должны назначаться с учетом требований надежности строительных конструкций и других требований, обеспечивающих соблюдение конкретных эксплуатационных показателей зданий, сооружений и их элементов в допустимых пределах. Например, допуски на длину площадок опирания конструкций определяются требованиями прочности опорных участков сопрягаемых элементов, а допуск расстояния между крановыми рельсами обеспечивает отсутствие заклинивания крана при движении, допуск на вертикальность должен устанавливаться принят с учетом отрицательного влияния дополнительных случайных эксцентриситетов на несущую способность колонн и т.д.

В [15-18] предполагается, что согласно произведенным расчетам точности в рабочих чертежах здания должны быть отражены взаимно увязанные номинальные размеры и предельные отклонения геометрических параметров элементов и узлов их сопряжения, обеспечивающие заданный уровень собираемости. Соответственно в проектах производства работ и в технологической документации на изготовление изделий должны устанавливать необходимую последовательность и способы выполнения разбивочных, монтажных и сборочных работ, а также необходимые средства технологического обеспечения и контроля точности. В пособии [18] указано, что расчеты точности должны выполняться в соответствии с ГОСТ 21.501, ГОСТ 21.799 и ГОСТ 21.780, а требуемые по расчету значения допусков должны указываться в рабочей документации по ГОСТ 21.113.

Анализируя фактическое состояние дел очевидно, что, несмотря на наличие разветвленной системы стандартов, СНБ и пособий к ним в области требований к обеспечению точности в строительстве, положения данных документов повсеместно не выполняются.

Отметим в первую очередь, что при проектировании не выполняют расчет точности и обозначение технологических допусков в рабочей документации. Это оставляет открытым вопрос – являются ли дефекты, выявленные на этапе приемки смонтированного каркаса причиной, например, низкого качества монтажа или они заложены априори в проекте за счет неверных конструктивных решений, чрезмерных допусков на изготовление конструкций, разбивку и монтаж (заложенных в соответствующих стандартах), невозможностью достижения необходимой точности при принятой технологии производства и контроля работ.

Основной причиной того, что проектировщики не выполняют указанных требований является на наш взгляд отсутствие четких методических рекомендаций по выбору параметров и величины функциональных допусков для конкретных типов зданий на основе анализа нормативной и типовой проектной документации, по анализу различных конструктивных схем с позицией собираемости.

Чем более сложная конструктивная схема здания, его нерегулярность в плане и по высоте, тем тщательнее надо подходить к выбору конструкции узлов сопряжения деформационных швов и т.д. Часто архитектурная выразительность здания входит в противоречие с его конструктивной долговечностью.

Накопление и анализ информации о расчетной точности сборки каркасов различных габаритных схем зданий позволит выявить излишнюю или недостаточную точность составляющих звеньев, выявить звенья оказывающие определяющее влияние на расчетные результирующие параметры, целенаправленно определять требуемые значения технологических допусков и оптимальные меры по их обеспечению на всех этапах строительства.

В связи с этим следует критически рассмотреть все нормативные документы, регламентирующие функциональные допуски и номинальные значения параметров (нормы на проектирование и производство работ) с точки зрения наличия и обоснованности величины допусков и предельных отклонений особенно в тех случаях, когда будет выявлено, что для обеспечения требуемой расчетной точности результирующих функциональных параметров требуется значительное усложнение, удлинение и удорожание технологического процесса и контроля качества.

В частности, отдельные расчеты свидетельствуют, что расчетная величина допуска на длину площадок опирания плит покрытия на стропильные фермы чаще всего превышает установленные предельные (функциональные) значения в сериях типовых плит даже при реально возможном ужесточении составляющих технологических допусков. Это подтверждается многочисленными обследованиями смонтированных конструкций и часто вызывает необходимость усиления опорных узлов плит особенно в середине пролета ферм, где сказывается дополнительный фактор — выгиб ферм из плоскости. Возможно следует увеличить номинальное значение данного параметра (длины площадки опирания плит на фермы в типовой проектной документации).

Следующим нерешенным вопросом, сдерживающим возможность направленного регулирования расчетной точности, является принятый в ГОСТах и СТБ принцип назначения и контроля технологических допусков на изготовление сборных изделий.

Точность изготовления элементов характеризуется предельными отклонениями и допусками их линейных размеров, формы и взаимного положения поверхностей. Допуски для различных классов точности (от 1 до 3) установлены в зависимости от габаритов изделий [4].

Для железобетонных конструкций рекомендуемый диапазон классов точности для каждого контролируемого геометрического параметра установлен в [9]. В то же время в ГОСТах на конкретные виды изделий в разделе "Технические требования" указывают предельные отклонения соответствующие только одному (установленному, как правило, волевым порядком без какого либо обоснования) классу точности (в пределах названного диапазона).

Этим самым нарушается основная идея введения различных классов точности для изготовления одного и того же изделия для того, чтобы проектировщик назначил конкретный класс, обеспечивающий собираемость каркаса, а производитель изделия определил, может ли он изготовить изделия соответствующего качества (категории, сорта и т.д.).

Такая постановка вопроса с одной стороны позволяет устанавливать необходимые требования к точности изделий для конкретного проекта и, с другой стороны, дает возможность производителю на основании статистического анализа точности [7] определять реальные возможности своего производства, планировать ремонт и

модернизацию оборудования (которое на большинстве предприятий морально устарело и физически изношено) устанавливать оптимальное соотношение различных сортов однотипной продукции исходя из реальных запросов потребителей своего региона и т.д.

Для этого в стандартах на изделия должны быть приведены предельные отклонения параметров не для одного, а для всех рекомендуемых классов точности. Следует изучить вопрос о разграничении изделий по сортам или категориям качества (что уже для отдельных видов железобетонных конструкций предлагалось в стандартах) в зависимости от класса точности, категории поверхности и других параметров. Назначение сорта или категории качества изделия должно быть выполнено в проекте и может быть увязано с установленными заказчиком потребительскими качествами здания, его классом.

Все вышеизложенное относится к вопросам проектирования, но еще более серьезные проблемы существуют в вопросах контроля качества строительства, уровень которого должен устанавливаться в проекте с учетом приведенных выше положений.

В соответствии с [18] в проекте должны быть указаны:

- параметры, соответствующие требованиям потребителя и общества, а также допуски, контролируемые в процессе выполнения СМР и при сдаче – приемке строительных объектов (критерии качества);
- уровень собираемости конструкции и способы его достижения;
- соответствующая технология обеспечения требуемого качества строительной продукции;
- критерии и правила приемки строительной продукции;
- марки, виды, типы материалов, изделий, оборудования и требования к их качеству;
- методы и оборудование для испытания и измерений.

Перечисленные данные в целом соответствуют объему пояснительных записок (спецификаций) к строительным проектам в зарубежных странах, но в большинстве своем отсутствуют в наших проектах.

В соответствии с [11] дефектом считается каждое несоответствие продукции установленным требованиям.

Строго говоря, учитывая, что дефекты приводят или могут привести объект в неисправное или даже неработоспособное или предельное состояние, указанные термины (категории состояния) являются более общими характеристиками надежности и долговечности (категории состояния) объекта [11]. Состояние объекта или его элемента в общем случае зависит не только от наличия или отсутствия дефекта, но и от его значимости, степени его распространенности и от места его расположения [20]. Тем не менее, даже выявление и оценка значимости дефектов и нарушений в процессе входного, операционного и приемочного контроля в процессе строительства или инспекционного (внутреннего или внешнего) контроля на основе действующих нормативных документов в области строительства с практической точки зрения сопряжена со значительными трудностями.

Как отмечено ранее, в проектах отсутствуют необходимые исходные данные и требования к контролю качества, расчетные допуски, конкретные критерии, правила приемки и т.д. Объективно, даже достаточно высокая квалификация проектировщиков, при отсутствии конкретных методических рекомендаций и нормативов по данным вопросам, не позволяет им внедрить указанные положения в практику проектирования. Тем более наивно полагать, что даже крупные подрядные организации в настоящее время смогут сами разработать, внедрить и поддерживать в рабочем со-

стоянии полную взаимоувязанную систему документированных процедур (ДП СК) описывающих методы и приемы выполнения всех видов контроля качества, как это рекомендовано в [16].

Это особенно очевидно в свете того, что в соответствии с [16] в ДП СК должны устанавливаться правила определения точности контроля, выбора видов контроля, методов и средств контроля, схем измерения при контроле, назначение планов контроля, и уровня дефектности. Более того, в контрактах должна быть предусмотрена идентификация процедур входного контроля и испытания в подрядной организации с процедурами приемочного контроля и испытаний субподрядной организации с целью совместимости результатов оценки качества. Известно, что генподрядчики в настоящее время достаточно часто меняют субподрядчиков или поставщиков изделий прямо в процессе производства работ, что пока не позволяет реализовать на практике данное требование.

Для того чтобы предложить конкретные мероприятия по улучшению методологии осуществления выборочного инспекционного контроля проводимого органами Госстройнадзора, целесообразно рассмотреть общий порядок и недостатки производственного контроля качества строительства (на примере монтажных работ), так как эти виды внутреннего и внешнего контроля должны осуществляться на единой методологической основе.

Наиболее простым и отработанным методологически является входной контроль конструкций, материалов и изделий, который по своим основным этапам в целом подобен приемочному контролю у производителей данной продукции и должен осуществляться с использованием стандартов на конкретную продукцию. Наименее отработана система осуществления операционного и приемочного контроля строительных процессов непосредственно на площадке.

В настоящее время в Республике Беларусь складывается следующая система нормативных документов в области технологического обеспечения строительных работ:

1. Строительные нормы (СНБ) содержат основные требования и положения по проектированию и производству работ, включая допуски и отклонения.
2. Пособия и СНБ содержат рекомендуемые технологические положения по производству работ, позволяющие реализовать обязательные требования СНБ.
3. Государственные стандарты (ГОСТ, СТБ) включают в себя вопросы контроля качества, конкретные методы испытаний, оценки соответствия изделий предъявляемым требованиям, приемки работ и т.д.

В стандартах и других нормативно-технологических документах, устанавливающих правила контроля, должны быть определены следующие основные элементы [21]:

1. Контролируемые параметры (показатели),
2. Методы контроля,
3. Планы контроля и порядок его проведения,
4. Необходимые приборы и инструменты, схемы измерений, условия и порядок их проведения,
5. Правила оценки результатов контроля и принятия решения.

Рассмотрим последовательно указанные элементы контроля качества.

В целом правила контроля должны устанавливаться в зависимости от характера объекта контроля и должны учитывать стабильность процесса, стоимость контроля и важность контролируемого показателя.

Стандарты, регламентирующие правила контроля качества, и приемки строительных процессов в Республике Беларусь строятся по иерархическому принципу.

Первая группа стандартов – это стандарты, устанавливающие параметры контроля и состав контролируемых показателей (см., например [13]). Значения самих показателей (и допуски) устанавливаются нормативно-технической документацией (СНБ) и должны указываться в проектах.

В соответствии с разрабатываемыми стандартами параметры контроля включают в себя вид контроля (операционный, приемочный), объем контроля (сплошной, выборочный), периодичность контроля (периодический, летучий (эпизодический)), метод контроля (измерительный, визуальный, регистрационный). Следует отметить, что принятая терминология отличается от установленной в ГОСТ и является недостаточно полной. В частности, в [8] все перечисленные параметры относятся к видам контроля. Объем контроля и периодичность относятся к одному "признаку вида контроля" – к "полноте охвата контролем". В зависимости от применяемых средств контроля к трем перечисленным в [13] применяют еще органолептический контроль (например, при "простукивании" штукатурки), технический осмотр, использующий наряду с органами чувств простейшие средства контроля и т.д.

Документы нижележащего уровня, регламентирующие практические вопросы осуществления контроля пока не разработаны. В [21] – даны лишь общие рекомендации по выбору методов контроля в зависимости от вида и объекта контроля, стадии производства.

Какой, сплошной или выборочный контроль следует применять, зависит от требований к достоверности результатов, от вида и количества (объема) контролируемых изделий (операций). Под сплошным контролем понимают контроль каждой единицы продукции или весь объем одного вида работы, выполненной по одной технологии, из одних материалов, за определенный период времени.

Сплошной контроль следует назначать при небольших объемах производства, при нестабильном его характере или, например, при повышенных требованиях к обеспечению заданной точности. При выборочном контроле соответствие параметра проверяют по установленному плану контроля в выборке, состоящей из определенного количества объектов контроля в общем объеме продукции или в объеме выполненных работ [21].

Возможность применения эффективного выборочного контроля точности должна быть установлена на основе результатов статистического анализа например по ГОСТ [7]. При сплошном контроле контрольными нормативами являются предельные отклонения от номинальных размеров или от номинального положения ориентира и объект считается годным, если фактические отклонения не превышают допустимых.

При выборочном контроле (по альтернативному признаку) контрольными нормативами (наряду с предельными отклонениями) являются приемные (браковочного) числа, характеризующие предельно допустимое количество дефектных единиц в выборке. При этом может быть принят одноступенчатый или двухступенчатый план контроля, которые равнозначны по получаемой оценке.

План контроля выбирают в зависимости от условий производства и приемочного уровня дефектности (%), устанавливаемого в зависимости от ответственности контролируемого параметра за несущую способность, надежность сооружения или его отдельного элемента. В соответствии с выбранным планом контроля объем выборки и браковочного числа определяют в зависимости от объема партии продукции [21].

Без разработки практических рекомендаций устанавливающих процедуры контроля в виде конкретных карт контроля со всеми перечисленными выше элементами

ми, реальное осуществление контроля (как внутреннего, так и внешнего) практически невозможно.

Производимые в процессе контроля измерения должны дать достоверный ответ на вопрос соответствует ли фактическая точность рассматриваемого параметра проектной с учетом фактических погрешностей измерений. При проектировании технологии монтажа средства и методы контроля должны назначаться в соответствии с условиями измерений и особенностями объекта контроля с учетом конкретной величины контролируемого параметра.

Применяемые методы и средства должны обеспечивать необходимую точность и достоверность измерений с учетом их трудоемкости и стоимости.

Требования к методам и средствам измерений их выполнению и обработке результатов приведены в системе стандартов "Правила выполнения измерений" [2]. В данных стандартах установлены правила выполнения измерений элементов заводского изготовления (1) и взаимного расположения смонтированных конструкций (2). Номенклатура соответствующих допусков (функциональных и технологических) приведена в [3,4]. В указанных выше стандартах для измеряемых параметров указаны схемы и порядок измерений, правила выбора средств измерений в зависимости от требуемой точности и указаны места выполнения измерений на случай, если эти места не установлены в ТУ на изделия или в рабочих чертежах (что часто и имеет место на практике).

Ранее отмечено, что, по-видимому, многие функциональные (и технологические) допуски установлены излишне жесткими, без учета реальных возможностей обычных производств. Однако установленные в СНиП и ГОСТ небольшие нормируемые значения предельных отклонений необоснованны во многих случаях и чисто метрологическими причинами. Во первых высокая точность измерений обычно методически затруднена из-за грубой поверхности измеряемых элементов, и кроме того погрешность традиционно применяемых средств (рулеток т.п.) часто может не соответствовать требованиям установленного в проекте класса точности. Применение более точных устройств и методов измерений на большинстве предприятий в настоящее время невозможно, в том числе и по экономическим причинам. Контрольные измерения должны выполняться поверенным стандартизированным инструментом, номенклатура которого для каждого технологического процесса должна определяться с учетом изложенных выше положений в картах контроля.

Анализ результатов проверок Госстандартом предприятий строительной индустрии РБ, результаты выборочных проверок объектов строительства Госстройнадзором свидетельствуют, что в основной массе случаев на производстве не соблюдаются изложенные выше требования. Это как раз та ситуация когда жесткие нормативы и строгие правила контроля установленные в нормах и стандартах без учета возможностей реального технологического процесса на "среднестатистическом" производстве ведет не к повышению, а к снижению качества. Такие нормативы неприемлемы не только для исполнителей, но и для контрольных служб. Дискредитация норматива влечет за собой повсеместное несоблюдение стандартов, снижение уровня, а и иногда и прекращение контроля, и соответствующее падение технологической дисциплины.

В результате сопоставления фактических значений показателей, качества продукции с установленными значениями, судят о их соответствии и принимают управленческое решение по результатам контроля. При осуществлении выборочного инспекционного контроля качества строительства органами Госстройнадзора, по сути, проверяется эффективность ранее выполненного производственного приемочного контроля.

Методы осуществления этих видов контроля и правила оценки результатов должны быть основаны на единых предпосылках и методиках, но естественно имеют свои особенности. В частности, важной целью производственного контроля является накопление и анализ показателей статистической изменчивости, стабильности технологических процессов, оценка действительной точности (класса) изделия и установление возможных путей улучшения технологических процессов и операций для обеспечения заданного уровня качества продукции.

В процессе осуществления контроля органами Госстройнадзора основной упор должен быть сделан на максимальное выявление некачественной продукции, оценку значимости дефектов и нарушений в строительстве и принятие оптимальных управленческих решений об устранении дефектов (или их последствий) с минимальными издержками для производственного процесса.

Как отмечено ранее, в соответствии с [15-18] на предприятиях и строительных организациях должны разрабатывать стандарты предприятий, карты и ведомости контроля и другие технологические документы на процессы и операции контроля, определяющие для конкретных объектов контроля размещение постов контроля, исполнителей, объем и содержание работ по контролю, методики и схемы измерений, правила сбора, обработки и использования информации о результатах контроля. Они должны разрабатываться на основании упомянутых выше стандартов.

Важным промежуточным звеном в этой цепи должны быть подробные типовые схемы операционного контроля качества (СОКК), разрабатываемые ведущими отраслевыми институтами которые должны обязательно содержать конкретные рекомендации по осуществлению всех этапов входного, операционного и приемочного контроля с использованием общих технических условий на данную продукцию, общих стандартов на правила и методы контроля и т.д.

Изучение имеющихся в настоящее время карт (СОКК), разработанных трестом "Оргтехстрой" (г. Рига), ПКББ при "Минскстрой" (г. Минск) и и-том "Промстальконструкция" (г. Москва) и др. показывает, что они совершенно не отвечают изложенным выше требованиям. В частности в разделе "Метод контроля" указывают лишь вид контроля по признаку применяемых средств контроля (визуальный, измерительный, регистрационный) или указывают вид прибора, приспособления без указания конкретных требований к их точности, правилам выполнения измерений и т.д. Нет сведений о собственно методах контроля (сплошной, выборочной) и конкретных рекомендаций со ссылками на ГОСТы и т.д.

Такие карты контроля в части назначения объема, метода контроля и т.д., не создают основы для разработки рабочих технологических карт на конкретных предприятиях. Разработка качественных карт СОКК сопровождаемых комплектом всех необходимых стандартов и обеспечение ими (а также необходимыми нормокомплектами поверенных средств измерений) строительных предприятий создало бы основу для повышения качества разбивочных и монтажных работ и одновременно создало бы методологическую основу для выполнения инспекционного контроля качества работ органами Госстройнадзора. В настоящее время в Республике Беларусь работа в данном направлении практически не начата.

Важнейшим вопросом при любом контроле качества, особенно для органов Госстройнадзора является оценка значимости дефектов и нарушений в строительстве. Основой для оценки дефектов в целом могут служить общетехнические подходы, рекомендуемые для оценки уровня качества продукции, анализа причин дефектов и разработки рекомендаций по устранению технологических причин их появления [19].

Однако для строительных объектов такой подход затруднителен, т.к. практически невозможно для каждого вида изделий и сооружений составлять свои классификаторы основанные на иерархических моделях[22]. Основная проблема состоит в том, как определить признаки и критерии, по которым следует разделять значимость дефектов (нарушений).

Дефекты опасны своими последствиями. В эксплуатируемых зданиях основываясь на [11] принято оценивать техническое состояние конструкций (4-5 категорий - от хорошего до предаварийного) к которому относят отдельную конструкцию в зависимости от класса дефекта, места его расположения и степени распространенности [20]. В зависимости от установленной (преимущественно по внешним признакам) категории состояния принимают решение о дальнейших действиях по восстановлению эксплуатационных свойств конструкций (необходимость дополнительных расчетов, усиления конструкций, ограничение нагрузок и т.д.).

При таком подходе понятие класса дефектов (как степени несоответствия установленным требованиям) может быть отнесено к любому показателю качества, в том числе к показателям, не влияющим непосредственно на надежность или несущую способность здания (например, к показателям качества укладки паркетных полов). Специфика оценки технического состояния эксплуатируемого здания с позиций несущей способности состоит в том, что после такой экспресс оценки, как правило, выполняют расчеты по фактическим данным для принятия решения и т.д., так как конструкция, как правило, не может быть демонтирована, кладка - переложена и т.д.

При выборочном контроле качества строящихся объектов такая задача ставится не часто, а цель проверки - определить соответствует ли конструкция или объект установленным требованиям и принять оперативное решение об обязательности, объемах и сроках устранения дефектов не нарушая, по возможности общего процесса строительства. В таком контексте возможна постановка вопроса о классификации дефектов, когда за основу при оценке качества строительства принимают значимость дефектов (нарушений), которая определяется непосредственно по степени их возможных последствий, а не на основе оценки "технического состояния"[14].

В Республике Беларусь разработан "Классификатор дефектов и нарушений в строительстве". Классификатор содержит сгруппированный по основным и отдельным видам строительных работ перечень возможных значительных и критических дефектов и нарушений, наиболее часто встречающихся при осуществлении функций Госстройнадзора. При этом в классификаторе приведены общие определения укрупненных групп дефектов и нарушений без количественных или качественных характеристик свойств строительной продукции, выполненных строительных работ или строительного процесса, содержащихся в обязательных требованиях.

Под термином "дефект" понимается несоответствие выполненных строительных работ (здания, сооружения, его части конструкции, инженерной систем или их конструктивных элементов) на данном объекте каждому отдельному обязательному требованию. Под термином "нарушение" понимается несоответствие технологии, процесса производства строительных работ на данном объекте, требованиям проектной или нормативно-технической документации, которое может послужить причиной возникновения явных или скрытых дефектов, аварий, а также отсутствие конкретного вида документа, подтверждающего соответствие проекту выполненных работ и примененных материалов и изделий, их безопасности и эксплуатационной надежности.

К обязательным требованиям, в соответствии со статьей 6 Закона РБ "о стандартизации" и п. 5.4. СНБ 1.01.01-97, относятся требования, определяющие надежность зданий и сооружений и их инженерных систем, прочность и устойчивость

строительных конструкций оснований; безопасность строительной продукции и строительных работ для жизни, здоровья и имущества людей, материальных ценностей, охрану окружающей среды и экономное расходование энергоресурсов.

При определении значимости дефектов следует руководствоваться принятыми в ГОСТ определениями, согласно которым применительно к строительству [5]:

критический дефект – дефект, при наличии которого использование по назначению строительной продукции, выполнение строительных работ, практически невозможно (небезопасно) или недопустимо по условиям соблюдения обязательных требований в процессе строительства или эксплуатации;

значительный дефект – дефект, который существенно влияет на использование по назначению строительной продукции или выполненных строительных работ (например, существенно ухудшает эксплуатационные характеристики) и (или) на их долговечность, но не является критическим.

Сложным методологическим вопросом является оценка значимости дефектов в условиях выборочного инспекционного контроля, когда соответствие объекта контроля установленным требованиям определяется по результатам контроля параметров небольшой выборки. ГОСТ [5] рекомендует разделять дефекты на критические и значительные именно для назначения вида контроля соответствия (выборочный или сплошной). Считается, что чтобы не пропустить критический дефект контроль должен быть сплошной, а в ряде ответственных случаев – неоднократный. Контроль отсутствия значительных дефектов может осуществляться выборочно только при достаточно низком значении риска потребителя, определяемого исходя социальных или экономических последствий отказа строительных конструкций здания, сооружения или их элемента.

Вышеизложенное позволяет предложить следующий принцип практической классификации дефектов при осуществлении контроля качества строительства (на примере контроля точности). ГОСТ [21] выделяет три группы параметров (показателей качества) влияющих на точность строительства. К первой группе относятся параметры, являющиеся составляющими или результирующими при расчете точности конструкций по ГОСТ [2178] и обеспечивающие надежность сооружения в эксплуатации, к обеспечению точности которых предъявляются повышенные требования. Нарушение требований к точности таких параметров является критическим дефектом.

Ко второй группе относятся параметры, являющиеся результирующими или составляющими при расчете точности конструкций по [6], а также влияющие на эксплуатационные свойства объекта контроля. Нарушение требований к точности указанных параметров является значительным дефектом.

К третьей группе относятся параметры, не входящие в исходные уравнения при расчете точности конструкций по [6] или пригоняемые по месту. Нарушение требований к точности указанных параметров является малозначительным дефектом.

В качестве результирующих параметров при составлении расчетных схем, как правило, рассматриваются размеры в узлах сопряжений элементов и другие размеры, которыми при принятой последовательности сборки конструкций завершается определенный цикл технологических операций, определяющих требуемую точность составляющих параметров, и в которых компенсируются погрешности этих операций.

В качестве составляющих параметров рассматриваются размеры элементов, размеры, определяющие расстояния между осями, высотными отметками и другими ориентирами, а также другие получаемые в результате выполнения указанных тех-

нологических операций параметры, точность которых влияет на точность результирующего параметра.

Иными словами к результирующим могут быть отнесены параметры, точность которых непосредственно влияет на эксплуатационные показатели (функциональные) и допуски, которые определяются на основе функциональных требований (прочность, устойчивость и т.д.). К первой группе также могут быть отнесены наиболее ответственные (оказывающие преобладающее влияние на точность результирующего параметра) составляющие параметры, допуски на которые определяются на основе основных технологических требований. Аналогичный подход следует применить и к оценке значимости нарушений в соответствии с их классификацией в [14]. Учитывая, что расчет точности должен выполняться в проекте, то назначение конкретных составляющих и результирующих параметров 1 и 2 группы должно быть также сделано в проекте.

Чтобы реализовать эти принципы практически для каждого вида работ из всей массы технологических параметров необходимо составить таблицы главных составляющих (технологических) параметров (дефектов с их кодами по [14]), которые должны быть отнесены к первой группе, определяющей критические дефекты (и нарушения) и соответствующие таблицы для остальных составляющих параметров, превышение допусков на которые будет относиться к значительным дефектам (нарушениям). Учитывая многообразие влияющих факторов и конкретных проектных ситуаций, целесообразно выделить подгруппы значительных дефектов (точнее параметров, несоблюдение требований, к которым считается значительным дефектом) которые, в зависимости от степени превышения фактических отклонений над допустимыми, могут быть отнесены к критическим (при достаточно большом превышении). При этом назначенная граничная степень несоответствия м.б. различной в разных подгруппах (20%, 30%, 40% и т.д.). Назначение указанных критериев следует осуществить группой высококвалифицированных специалистов методом экспертных оценок. В любом случае определенная по описанным выше приближенным критериям значимость дефекта может быть понижена, если специализированной организацией на основании обследования и расчетов по фактическим данным будет доказано, что влияние конкретного дефекта в данной проектной ситуации не столь значительно. За основу при составлении данных таблиц следует взять укрупненный перечень дефектов и нарушений (контролируемых параметров) приведенных в [14], детализируя дефекты в рамках конкретных кодов. Указанные таблицы будут служить основой для отнесения дефектов к классу критических или значительных в конкретных проектах.

Поиск критических дефектов на объекте (недопустимых отклонений в рамках назначенной группы параметров) должен осуществляться направленно, на основе предварительного сплошного органолептического контроля или технического осмотра с определением наиболее неблагоприятного участка в общем объеме проведенных работ или произведенной продукции. Поиск значительных дефектов должен осуществляться сплошным или выборочным (одноступенчатым или двухступенчатым) контролем с использованием рекомендуемых планов контроля [21] для приемочного уровня дефектности 4%.

Для конкретных групп и видов изделий и процессов рекомендации по выбору вида контроля по конкретным контролируемым параметрам могут быть уточнены в картах контроля в соответствии со стандартами на изделия или процессы.

До разработки подробных типовых карт контроля качества на различные строительные процессы, учитывающих изложенные требования следует разработать упрощенные процедуры контроля (на основе ГОСТ) которые можно использовать ор-

ганами Госстройнадзора. В первую очередь это следует выполнить, для процессов определяющих надежность, долговечность, несущую способность и безопасность сооружения с составлением перечней видов конструкций, узлов, объемов инструментального или визуального контроля, контролируемых параметров, методов и средств контроля (ссылочно).

Важным вопросом является разработка необходимых форм для заполнения инспекторами Госстройнадзора в процессе выполнения проверок, которые, наряду с кодами видов проверяемых работ и видами дефектов должны включать установленную (с использованием изложенных выше соображений) значимость дефектов, их причины и возможные последствия, а также определять местоположение дефектов и долю дефектной продукции конкретного вида в проверяемом объеме. Обязательным условием является полнота, достоверность, регулярность поступления и сопоставимость информации для возможности принятия правильных управленческих решений.

Для идентификации видов дефектных изделий следует составить упрощенный классификатор строительных изделий на основе общесоюзного или республиканского ОКП с учетом каталогов действующих серий.

На основе вышеизложенного предлагается:

1. Поручить одному из проектных институтов в порядке эксперимента в течение 1 года выполнять расчеты точности при разработке всех проектов нового строительства и обозначение характеристик точности в строительных чертежах и с обязательным включением в проектную документацию всех данных, связанных с обеспечением и контролем качества строительства, регламентируемых [15-18]. После накопления и анализа информации о расчетной точности, преимуществ и недостатках различных конструктивных схем зданий с позиций собираемости, следует выявить (с учетом практики обследования зданий и отдельных конструкций) параметры, номинальные значения и допуски на которые требуют корректировки. Необходимо составить конкретные методические рекомендации по практическим расчетам точности сборки зданий различных конструктивных схем с учетом действующих документов в этой области.
2. Скорректировать действующие стандарты на изделие с введением в них допусков для всех рекомендуемых общетехническими стандартами классов точности, чтобы в проектах можно было устанавливать конкретную точность изготовления изделий, а на предприятиях — ее контролировать и регулировать. Следует изучить вопрос о целесообразности введения категорий качества или сорта изделий в стандарты.
3. Для возможности более полной реализации требований к обеспечению качества строительства, приведенных в документах [15-18] следует в первую очередь разработать подробные типовые карты и схемы контроля качества, содержащие конкретные рекомендации и процедуры по осуществлению всех элементов входного, операционного и приемочного контроля с использованием норм и общетехнических стандартов на данную продукцию или вид работ, стандартов на правила и методы контроля, методы и средства измерений и т.д.
4. Изучить реальную степень соответствия существующих допусков на строительные изделия и процессы метрологическим возможностям предприятий. Наметить меры по обеспечению данного соответствия, как с позиций обоснованности допусков, так и с учетом экономически целесообразного увеличения затрат на действенный производственный контроль.
5. Возобновить практику двухступенчатой приемки зданий с производством технической приемки конструкций и инженерных систем рабочей комиссией и предвари-

тельной инструментальной оценкой качества законченного строительством или капитальным ремонтом объектов специализированными подразделениями.

6. Разработать "Методические рекомендации по классификации дефектов и нарушений в строительстве при осуществлении функций строительного надзора", включающие все элементы и этапы контроля с оценкой значимости дефектов и нарушений и т.д. Данные рекомендации будут полезны не только органам Госстройнадзора, но и заказчикам и подрядчикам при оценке качества строительных монтажных работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 21778-81. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения.
2. ГОСТ 26433.0(1,2)-89. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений.
3. ГОСТ 26607-85. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски.
4. ГОСТ 21779-82. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски.
5. ГОСТ 15467-79. Управление качеством продукции. Основные понятия термины и определения.
6. ГОСТ 21780-83. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точности.
7. ГОСТ 23615-79. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Статистический анализ точности.
8. ГОСТ 16504-81. Система государственных испытаний продукции. Испытания и контроль качества продукции. Основные термины и определения.
9. ГОСТ 13015.1-81. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные.
10. ГОСТ 21.113-88. Система проектной документации для строительства. Обозначения характеристик точности.
11. ГОСТ 27.002-89. Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения.
12. СТБ 4.250-94. Система показателей качества продукции. Строительство. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции. Номенклатура показателей.
13. Проект СТБ. Отделочные работы. Контроль качества и приемка работ. Параметры контроля и состав контролируемых показателей.
14. Классификатор дефектов и нарушений в строительстве. Мн., 2000 г. 216 С.
15. ПЗ-99 к СНБ 1.01.04-99. Система качества в организациях промышленности строительных материалов и строительной индустрии.
16. П1-99 к СНБ 1.01.04-99. Системы качества в строительномонтажных организациях.
17. СНБ 1.01.04-99. Всеобщее руководство качеством в строительстве. Основные положения.
18. П2-99 к СНБ 1.01.04-99. Система качества в проектных организациях.
19. Рабочие материалы на аттестации производств. ВНИИС. М., 1991 г.
20. Проект СНБ "Здания и сооружения. Требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем. Оценка их пригодности и эксплуатации". Мн., 1998 г.
21. ГОСТ 23615-79. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Контроль качества.

22. Казачек В.Г., Лазовский Д.Н. Актуальные проблемы повышения эксплуатационной надежности зданий и сооружений на территории Республики Беларусь. Генеральный доклад // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Тр. междунар. конф. — Мн., 1997. — Т. 1, ч. 1 — С. 56-84.

УДК 624.074.

Колчунов В.И., Доценко В.Н., Осовских Е.В., Воробьев Е.Д.

К ПРОБЛЕМЕ КОНСТРУКЦИОННОЙ БЕЗОПАСНОСТИ НЕСУЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Важной особенностью современного этапа проектирования конструктивных систем жилых зданий является необходимость обеспечения повышенных требований по энергоэффективности и комфортности при минимизации затрат на проектные решения. Создаваемые в этих условиях новые конструктивные решения каркасов жилых зданий отличаются большим разнообразием, их разработка ведется в регионах мелкими проектными организациями, не только без должного научно-технического сопровождения и экспериментальной проверки, но даже при сокращенном объеме обязательной проектной документации, что прямо влияет на конструкционную безопасность и эксплуатационную надежность таких решений.

В настоящей работе дается анализ некоторых новых типов решений каркасов с плоскими перекрытиями и, в частности, сборно-монолитного рамно-связевого безригельного каркаса с многпустотными плитами для жилых зданий повышенной этажности, разработанного БелНИИС. Приводятся некоторые результаты статических и конструктивных расчетов таких каркасов с использованием расчетных схем разных уровней. Дано сопоставление результатов расчета с опубликованными опытными данными испытаний отдельных элементов таких каркасов с позиций наиболее полного учета совместной пространственной работы всех конструктивных элементов на действие нормируемых вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Приводятся предложения по конструированию деталей и узлов сопряжений рассматриваемых каркасов, направленные на повышение их конструкционной безопасности и эксплуатационной надежности.

УДК 624.15

Кудрявцев И.А.

МОНИТОРИНГ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И КОНСЕРВАЦИИ ЗДАНИЙ

При длительной эксплуатации в массивах грунта происходят процессы, которые, так или иначе влияют на изменение прочностных свойств. В частности, в научной литературе отсутствуют данные об изменении коэффициента фильтрации в основании фундаментов [1].

Значение коэффициента фильтрации посредством формул определяется редко экспериментально в лабораторных условиях, хотя его использование в основном возможно для предварительных расчетов, так как малые размеры образца не позволяют определить его с достаточным для многих случаев точностью. Поэтому наибо-

лее эффективным способом определения коэффициентов фильтрации является метод пробных откачек [2].

Даже после проведения опытных кустовых откачек выбор расчетных гидрогеологических показателей не является простым вопросом и требует создания специальной методики, которая и была создана при определении коэффициентов фильтрации. В каждом шурфе выполнялось по 10 закачек. Результаты изменения коэффициента фильтрации приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Увеличение коэффициента фильтрации

	Время определения			
	1985	1990	1995	2000
Супесь	1,0	1,14	1,20	1,25
Суглинок	1,0	1,25	1,36	1,41
<i>Примечание</i> – За 1 принят коэффициент фильтрации в первоначальный период, равный соответственно для супеси $2,95 \cdot 10^{-7}$ см/с и для суглинка $2,18 \cdot 10^{-8}$ см/с.				

Выяснилось, что изменение режима подземных вод происходит во время эксплуатации застроенных территорий, т.е. отмечается подтопление их. Исследовались участки городов с населением > 1 млн., $> 0,5$ млн., $> 0,15$ млн., $> 0,05$ млн. (табл. 2).

Таблица 2.

Уровень грунтовых вод

Время обследования	Население, млн.			
	> 1	$> 0,5$	$> 0,15$	$> 0,05$
1985	3,1	2,8	3,1	3,4
1990	2,8	2,7	3,0	3,1
1995	2,7	2,5	3,0	3,0
2000	2,6	2,4	2,8	3,0

Параллельно велись наблюдения не только за режимом уровня, но и за динамическим развитием физико-механических процессов и явлений.

Для изучения изменений прочностных свойств грунтов в подошве фундаментов исследовались глинистые грунты (суглинки, супеси), присущие Гомельской области, являющиеся основанием для ленточных фундаментов.

Фундаменты возводились в 1985 г. В дальнейшем проводились наблюдения за свойствами грунтов в уровне подошвы фундаментов с интервалом в 5 лет (соответственно в 1990, 1995, 2000 г.г.). Время отбора образцов – июнь месяц, объем выборки для каждого объекта не менее 10 образцов. Результаты наблюдений приведены в табл. 3–4.

Таблица 3.

Показатели физико-механических характеристик оснований фундаментов

Время обследования	Физико-химические характеристики супеси					
	e	ρ	w	w_l	w_p	ρ_s
1985	0,698	1,91	0,188	17,1	11,3	2,73
1990	0,645	1,96	0,181	17,5	11,4	2,73
1995	0,643	1,93	0,183	17,2	11,1	2,73
2000	0,645	1,95	0,183	17,4	11,5	2,73

Таблица 4.

Показатели физико-механических характеристик оснований фундаментов

Время обследования	Физико-химические характеристики суглинок					
	e	ρ	W	W_l	W_p	ρ_s
1985	0,650	2,00	0,234	27,1	18,3	2,675
1990	0,641	2,01	0,236	27,3	18,5	2,675
1995	0,638	2,02	0,238	27,4	18,6	2,675
2000	0,636	2,03	0,239	27,2	18,2	2,675

Следует отметить, что в грунте за истекший период отмечается изменение влажности. На наш взгляд, это явление можно объяснить подтоплением в связи с капиллярным поднятием влажности.

Изменение коэффициента фильтрации требует изменения подхода к расчету осадок сооружений, особенно находящихся в зоне воздействия вибрации на грунт, поэтому параметры расчетного варианта степени консолидации U , полученные по классической формуле, требуют некоторой корректировки [3, 4, 5]

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right)$$

Величина N получается из выражения

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t,$$

где: C_v – коэффициент консолидации, определяемый через фильтрационную характеристику грунта и характеристику его сжимаемости, либо непосредственным путем $C_v = k_{\text{м}} \beta_0 / (m_v \gamma_w)$;

$k_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации грунта;

β_0 – коэффициент начального порового давления;

m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта;

γ_w – удельный вес воды;

h – расчетная величина уплотняемого слоя;

t – время нагружения.

Поэтому необходимо при расчете осадок по времени учитывать этот фактор.

При изменении коэффициентов фильтрации протекание осадок по времени будет уменьшаться и по расчету может быть уменьшено до 15–18 %. Это обстоятельство также следует учитывать. В связи с тем, что коэффициент фильтрации при действии вибрации, как показали наши предыдущие исследования, еще больше увеличивает фильтрационные свойства грунтов, можно в отдельных случаях снизить срок протекания осадок.

Также представляет интерес оценка свойств грунта в случае, когда объект (его подвальная часть) не законсервирован, и промерзание грунта увеличивается на расстояние от поверхности до пола подвала.

В результате нарушения технологии строительства в течение семи лет отсутствия консервации котлована грунты естественного сложения, представленные суглинками, периодически замачивались атмосферными осадками и подвергались промерзанию, что привело к изменению прочностных и деформационных характеристик грунтов (рис. 1–3).

ρ	W	W_l	W_p	ρ_s
2,00	0,234	27,1	18,3	2,675
2,01	0,236	27,3	18,5	2,675

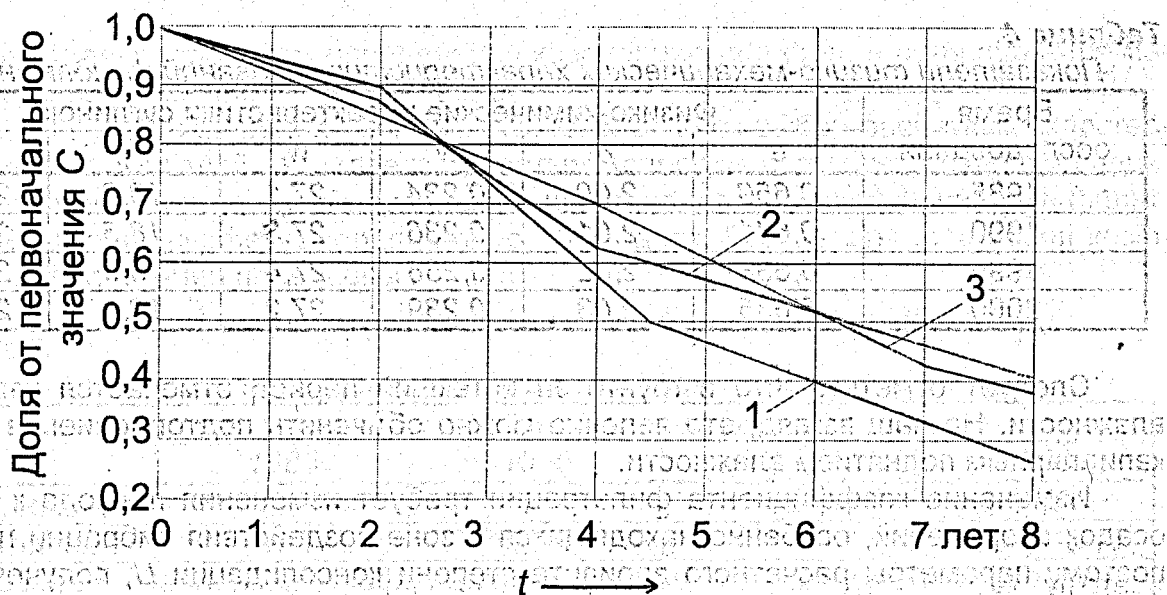


Рис. 1. Изменение сцепления грунта в зависимости от времени:
1 – образцы в оси А; 2 – в оси В; 3 – в оси В

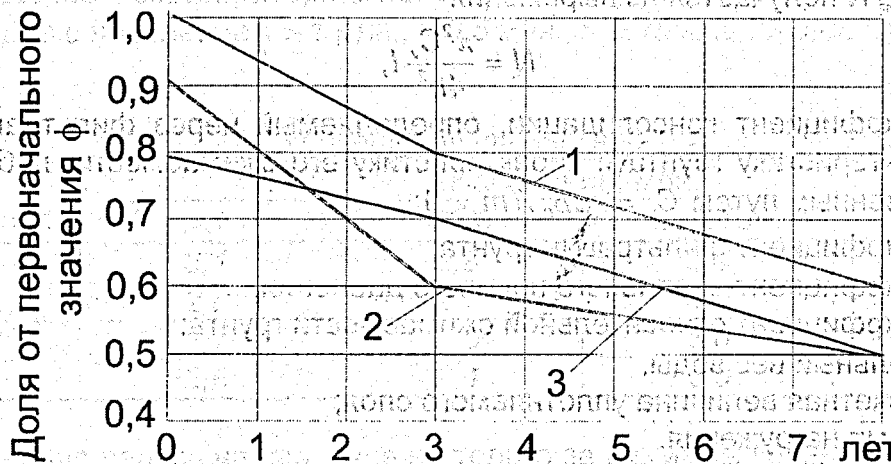


Рис. 2. Уменьшение угла внутреннего трения в n раз от времени:
1 – грунт фундамента по оси А; 2 – по оси В; 3 – по оси В

Однако следует обратить внимание на то, что до сего дня отсутствовала информация о том, как влияет открытый котлован на изменение таких характеристик глинистого грунта, как предел текучести, и, соответственно, пластичности. Выполненный анализ свойств грунта показал, что изменяется предел пластичности и показатель текучести при промерзании и выпадении атмосферных осадков спустя 7 лет (табл. 5).

Таблица 5. Изменение влажностных параметров в глинистых грунтах

Время обследования	w	w_p	w_L	I_p
1993	14,3	11,9	20,8	9,7
2000	13,4	11,1	16,5	5,4

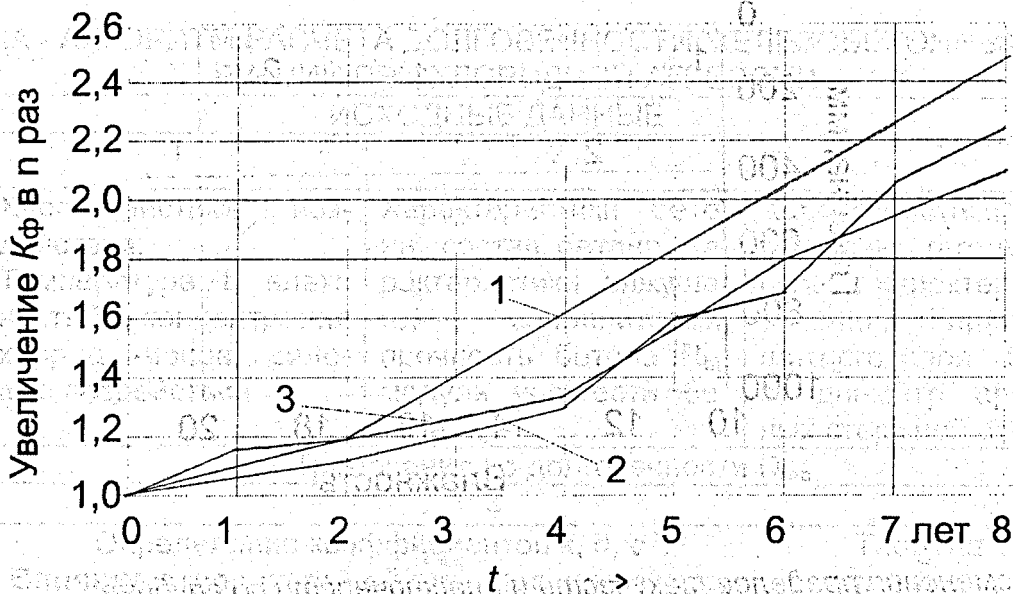


Рис. 3.

Увеличение коэффициента фильтрации в n раз от времени:

1 – грунт фундамента по оси А; 2 – по оси Б; 3 – по оси В

Выявлено, что предел пластичности изменился незначительно, в то же время предел текучести изменился значительно.

Известно, что при длительном промерзании глинистого грунта увеличивается его пластичность, так как лед диспергирует более крупные частицы амоносиликатов или гидроамоносиликатов, что увеличивает процент фракций, обуславливающих пластичность данного типа глины, при этом увеличивается его влажность.

Для данного типа объекта выявлено, что при этих параметрах глинистый грунт перешел из состояния суглинка, в котором он находился, в состояние супеси. При этом снижение пластичных свойств, несмотря на имеющиеся неоднократные длительные промерзания, можно объяснить, что происходит вымывание дождями из верхних слоев грунта тонких глинистых фракций (от 0,005 до 0,05 мм) и не исключено воздействие кислых дождей западного направления.

Одновременно нами проведены исследования по изменению w_L и w_p по глубине грунта ниже дна котлована (рис. 4).

Анализируя график (см. рисунок 5), можно сделать вывод, что влияние отсутствия консервации котлована распространяется на слой мощностью до 600 мм. Поэтому можно прогнозировать влияние промерзания грунта в котловане путем изменения предельных влажностных характеристик.

ВЫВОДЫ

1. Выявлено, что при промерзании меняются физико-механические характеристики грунтов, в частности, предел текучести и пластичности.

2. Экспериментально подтверждено изменение коэффициента фильтрации глинистых грунтов, залегающих в основании фундаментов от сроков эксплуатации сооружений, что, в конечном счете, влияет на определение времени осадок.



Рис. 4.

График изменения пределов текучести и пластичности по глубине:
 1 – замеры в 2000 г.; 2 – замеры в 1993 г.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудрявцев И.А., Беспалова М.В., Чикилев А.С. Гидроизоляционные системы. Гомель: БелГУТ. 2000. 444 с.
2. Солодухин М.А. Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М.: Недра. 1985. 223 с.
3. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. II. М.: Недра. 1961. 543 с.
4. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. II. М.: 1961. 543 с.
5. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. М.: 1967. 270 с.
6. Вотяков И.Ф. Механика грунтов, основания сооружений. ч. III. Уч. пособие. Гомель: БелГУТ. 1994. 72 с.

УДК 691.328: 620.191.33

Леонович С.Н.

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ

В данной работе, на основе ранее выполненных исследований, которые изложены в статьях автора «Теоретические основы расчета долговечности железобетона при карбонизации» и «Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии», представлена последовательность операций и аналитический аппарат по расчету долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии. В таблице специально приведены некоторые справочные данные по влиянию, например, вида цемента или определенных условий эксплуатации, что значительно упрощает выполнение расчета для любого инженера. Алгоритм позволяет учесть влияние различных технологических, конструктивных и других параметров на расчетную долговечность железобетонной конструкции при хлоридной агрессии.

ТАБЛИЦА - АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ			
I	1	2	3
	Характеристики воздействия: Температура t , влажность W , концентрация хлорид -ионов, силовые воздействия	Характеристики бетона: состав бетона, характеристики вяжущего, заполнителей, прочность бетона R_{bt} , модуль упругости бетона E_b .	Характеристики конструкции: геометрические характеристики сечения, толщина защитного слоя бетона a , диаметр арматурных стержней d
II	Требования по долговечности D_{req}		

↓

III. Определение коэффициентов k, d, c Таблица 1
Влияние относительной влажности воздуха и температуры на проникновение хлорид-ионов (K)
 $K = K_1 \times K_2$

Температура (оС)	0 – 15	15 – 35	35 – 45
K1	0.67 – 0.75	1.0 – 1.25	1.50
Относительная влажность, %	50	85	100
K2	0.75	1.00	0.75

Таблица 2

Влияние концентрации хлорид - ионов

Концентрация (%);	0	20	50	65	85
D	2.0	1.00	0.50	0.33	0.16

Таблица 3

Влияние вида цемента на процесс карбонизации

Цемент	P.45; 40	Pa 35	M 30	F 25
C	1.0	0.9	0.75	0.67

Примечание: поверхностная концентрация (%) представляет критическую концентрацию хлорид – ионов (около 0.2% от веса цемента для карбонизированного бетона и 0.4% для некарбонизированного бетона).

↓

IV. Расчет времени проникновения хлорид – ионов на глубину защитного слоя t_1 бетона

$$t_1 = \left(\frac{f_c \cdot a}{150crd} \right)^2$$

V	Время коррозионного процесса (влияние скорости коррозии)	V_c (мм/год)		
	Условия окружающей среды			
	Внутри помещения Нет существенной коррозии, если влажность воздуха $\leq 60\%$			I
	Снаружи Низкая скорость коррозии в обычных атмосферных условиях Средняя скорость коррозии в окружающей среде промышленных предприятий			0.04
	Интенсивные воздействия Высокая скорость коррозии с солевыми растворами Очень высокая скорость коррозии с интенсивными растворами			0.10 0.20 – 0.30 0.60 – 1.80



VI	Расчет времени коррозии арматуры t_2 до образования продольной трещины шириной раскрытия δ :
	$t_2 = \left(\frac{\delta p l}{8 a v} \right)$



VII	Расчет долговечности железобетонной конструкции при хлоридной агрессии:
	$D_{calc} = t_1 + t_2$



VIII	Сравнение результатов расчетов D_{calc} с требованиями пункта II	IX	$D_{calc} > D_{req}$ Долговечность не обеспечена
------	--	----	---



Долговечность обеспечена

X $D_{calc} < D_{req}$

Корректировка по п. I и проведение расчета

Долговечность не обеспечена

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ В СУЩЕСТВУЮЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ

ВВЕДЕНИЕ

В статье рассмотрена пробная для практической модели оценка коррозии арматурной стали в железобетонных конструкциях. Представлена теоретическая модель и формула для проницаемости хлорид-ионов. Приведены результаты многих исследователей относительно скорости коррозионного процесса арматуры. Настоящая работа связана с исследованиями долговечности с использованием вероятностной концепции. Цель работы – анализ возможных подходов для нормирования технологических и конструктивных параметров железобетонных конструкций в условиях хлоридной агрессии.

СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ

В рамках разрабатываемой концепции нормативной базы по обеспечению долговечности в строительстве в Республике Беларусь

[1] предусматривается подготовка Пособия по обеспечению долговечности железобетонных конструкций в условиях хлоридной агрессии.

Хлоридная коррозия бетона и железобетона изучается в СССР с 30 –х годов, когда В.М. Москвиным было опубликовано несколько работ по данной проблеме [2]. Несмотря на то, что проблема изучена достаточно глубоко, в нормативных документах разных стран допустимое количество хлоридов в железобетонных конструкциях различно.

В данной работе начальный период проникновения хлоридов, как и период коррозии анализируются, используя вероятностный метод проектирования. Была получена удовлетворительная сходимость между расчетной моделью и экспериментальными данными.

Теоретическая модель проникновения хлоридов

Основная корреляционная зависимость, характеризующая коррозию арматуры как важнейшую составляющую долговечности бетона – это глубина проникновения хлоридов и время воздействия хлор-ионов. Главные факторы, влияющие на накопление хлор-ионов, следующие: концентрация хлор-ионов, условия внешних воздействий, свойства проницаемости, вяжущая способность или химическая реакция. Концентрация хлор-ионов на поверхности бетона прямо влияет на глубину фронта проникновения хлор-ионов. В начальный период при воздействии хлор-ионов, окружающей арматуру, которая изменяет пассивную стадию на активную стадию коррозии: это пороговая величина концентрации хлор-ионов. Наименьшая величина критической концентрации хлоридов около 0,2 % от веса цемента для карбонизированного цемента и 0,4 % для некарбонизированного цемента, как это отмечалось многими исследователями. С другой стороны, многие исследователи зафиксировали более высокие пороговые значения – около 1-2 % от веса цемента.

Условия внешней среды такие, как влажность и температура, имеют важное влияние на накопление хлорид-ионов. Если при экспозиции бетон подвергается периодическому увлажнению и высушиванию; то, вероятно, хлориды будут проникать в бетон двояко: а) в результате абсорбции (всасывание, капиллярный подсос), когда бетон сухой; б) в результате диффузии, при заполненных порах. Хлориды продвигаются быстрее под действием абсорбции (воздух), чем при диффузии (вода) [6,7,8].

Таблица 1.

Максимальное количество хлоридов, которое еще не вызывает коррозию стальной арматуры в бетоне

№ п/п	Страна	Нормативный документ	Критическая концентрация хлорид-ионов	Примечание
1	СССР	СНиП 2.03.11-85	А) $\leq 0.4\%$ массы цемента (железобетонные конструкции); Б) $\leq 0.1\%$ массы цемента (предварительно напряженные конструкции); В) Не допускается (определенные СНиП конструкции)	Определяется обработкой пробы растворной части бетона в азотной кислоте
2	США	Комитет-201 American Concrete Institute	А) $\leq 0.15\%$ в ЖБК во влажной неагрессивной среде; Б) $\leq 0.1\%$ в ЖБК во влажной агрессивной; в т.ч. содержащей хлориды; В) $\leq 0.06\%$ в предварительно напряженных конструкциях	Оценка содержания хлоридов в бетоне в зависимости от содержания водорастворимых хлоридов
3	США	Стандарт 318-83 American Concrete Institute	$\leq 1\%$ от массы цемента в ЖБК в сухой среде	
4	США	Стандарт ASTM C 114	$\leq 0.08\%$ в предварительно напряженных железобетонных конструкциях	[3],[4]
5	Япония	Стандарт	А) ≤ 0.6 кг хлорид-ионов в 1 м ³ бетона; Б) ≤ 0.3 кг/м ³ в товарном бетоне на месте отгрузки; В) $\leq 0.04\%$ в мелком заполнителе в расчете на NaCl	[5]
6	Германия Великобритания Дания	Стандарты	Ограничивается	

С другой стороны, температура также существенно влияет на перемещение хлоридов в бетон: при низкой температуре сопротивление хлоридам (портландцементного бетона) возрастает [9]. На свойства проницаемости для накопления хлор-ионов влияет качество микроструктуры бетона, которая является функцией размера и распределения пор и капилляров цементного камня, как и структуры заполнителей. На микроструктуру бетона влияют количество и тип цемента; водоцементное отношение; гранулометрия и максимальный размер заполнителя; добавки и условия выдержки бетона.

Свойства проницаемости могут быть оценены теоретическими параметрами или экспериментально. Прочность, потеря начального веса, адсорбция воды и воздухопроницаемость могут быть индикаторами процесса [10].

Кoeffициент хлоридной диффузии D учитывает факторы, воздействующие на бетон, и наилучшим способом определяется, используя полуэлементарный тест хлоридной диффузии [7].

Вяжущая способность выражается способностью бетона связывать хлориды. На количество хлоридов, входящих в бетон из внешней среды, влияет вяжущая способность цемента. Было обосновано, что цементы, включающие PFA (золевая пыль) и GGBS (мелкогранулированный доменный шлак) с реакционно способным алюминием, образующим хлороалюминаты, обладают преимуществом снижать скорость накопления хлоридов в бетоне.

Влияние содержания PFA и GGBS на хлоридную диффузию D в бетоне может быть выражено:

$$D = c \cdot \bar{D}, \quad (1)$$

где: \bar{D} — хлоридная диффузия обычного портландцемента;
 c — коэффициент, учитывающий тип цемента.

Влияние концентрации хлорид-ионов может быть также установлено исходя из корреляции между поверхностной концентрацией хлорид-ионов I_s и пороговым значением концентрации хлорид-ионов:

$$I_t / I_s = D_t / D_s, \quad (2)$$

где: D_s — хлоридная диффузия на бетонной поверхности и D_t — пороговое значение хлоридной диффузии. Для примера, если $I_s = 20$ г/л и пороговое значение 0,4 % от веса цемента ($I_t = 450 \cdot 0,4 / 100 = 1,8$ кг/м³ или 1,8 г/л), это значит, I_t равно 9 % от поверхностной концентрации и подобно D_t равно 9 % от D_s .

Хлоридная диффузия для элементов с трещинами больше, чем для поверхностей без трещин. Было экспериментально обосновано [7], что D_s необходимо увеличить:

$$D_{sc} = (1 + 4\alpha_c) \cdot D_s, \quad (3)$$

где α_c — средняя ширина раскрытия трещин. Для примера, если $\alpha_c = 0,30$ мм D_{sc} в результате будет равен 2,2 D_s и, следовательно, D_t для предыдущего расчета будет 4 % от D_{sc} .

Количественная модель коррозии арматуры

На основе литературных данных и практического опыта в этой области Bob C. предложил формулу для средней глубины карбонизации [6, 8]. Недавние публикации маститых исследователей в этой области [7, 10, 11] и современные экспериментальные данные показывают возможность использовать эту же формулу для проникновения хлорид-ионов.

В соответствии с теоретической моделью формула предполагает учет: вяжущей способности коэффициентом c (от типа цемента); условий внешней среды коэффициентом k ; поверхностной концентрации коэффициентом d и свойства прони-

цаемости бетона прочностью на сжатие f_c . Такой численный расчетный метод может быть очень полезен для инженеров для решения о восстановлении железобетонной конструкции. Свойства проницаемости для радикального хлор-ионного насыщения количественно оцениваются прочностью на сжатие бетона. Предлагается на первых порах использовать этот параметр, т. к. прочность бетона на сжатие является условной величиной и его значение зависит от множества факторов, среди них: качество и расход цемента; водоцементное отношение; характеристики заполнителей; укладка бетона и т. д. На данном уровне понимания проблемы прочность бетона на сжатие является главным критерием, когда оценивается качество бетона – класс для проектирования нового бетона, как и решение о восстановлении железобетонной конструкции. В последнем случае прочность бетона на сжатие определяется на образцах, которые извлекаются из бетонных элементов, или неразрушающим тестированием. Численное значение, учитывая тип цемента, условия внешней среды и поверхностные концентрации, были определены теоретически и экспериментально.

К этим данным необходимо добавить влияние на скорость коррозии (CR) других параметров: ширина раскрытия трещины до 0,15 мм не влияет на (CR); возрастание класса бетона (C) дает снижение скорости коррозии $CR (V_c [C16/20] = 1,3 * V_c [C25/30])$. Скорость коррозии уменьшается с увеличением толщины бетонного покрытия ($V_c [10 \text{ мм}] = 1,1 V_c [20 \text{ мм}]$); высокопрочная сталь дает высокую CR; высокая влажность (V в %) дает высокую скорость CR ($V_c [U 80] = 2,00 * V_c * [U 70]$).

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА

Необходимость вероятностной оценки происходит из случайных свойств инженерных систем. Общеизвестны два источника случайности. Первым является присущая явлению неправильность (нерегулярность) при рассмотрении или измерении и невозможность исчерпывающего описания детерминистически. Другим источником случайности может быть общее отсутствие знания о сложных процессах.

Для оценки долговечности железобетонных конструкций, так как и для других научных направлений, полностью вероятностный проектный метод может быть получен, используя анализ надежности моделей моментов второго порядка. Вводится коэффициент надежности β_E и определяется соотношение между этим коэффициентом и центральным коэффициентом безопасности C_o , изменяемый коэффициент сопротивления сечения V_r и изменяемый коэффициент действия V_a .

$$\beta_E \equiv \frac{C_o}{\sqrt{(C_o \cdot V_r)^2 + (V_a)^2}} \quad (4)$$

Для нормального распределения величина β_E находится в корреляции с вероятностью разрушения P_c следующим образом

$$P_c \equiv \frac{1}{2\pi} \int_{\beta_E}^{\infty} e^{-\frac{\alpha^2}{2}} \cdot \alpha \cdot \beta_E \quad (5)$$

Характеристический коэффициент безопасности определится

$$C_p = C_o \cdot \frac{1 - \gamma \cdot V_r}{1 + \gamma \cdot V_a} \quad (6)$$

где γ – функция вероятности, $P (\gamma = 1,645 \text{ для } P = 5\%)$.

Для вероятностной оценки коррозии арматуры Bob C_o определил центральный коэффициент безопасности C_o как

$$C_o = \frac{m_r}{m_a} \quad \text{«Периода коррозионного процесса»} \quad (7)$$

и $C_0^c = \frac{X_r}{X_a}$ - для «Начального периода»,

где X_r - защитный слой бетона по отношению к арматуре; X_a - средняя глубина проникновения хлоридов (табл. 1); $m_r = 0,146\phi$ - глубина коррозии арматурных стержней до того, как половина начального поперечного сечения остается непрокорродировавшей (ϕ - диаметр стержня); $m_a = \sqrt{v_c} \cdot t_c$ - глубина коррозии при скорости коррозионного процесса в период $t_c = t - t_i$, где t - возраст конструкции, и t_i - время проникновения хлоридов для $C_0^c = 1$.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ

В течение двадцати последних лет исследовано большое количество железобетонных конструкций с различными продолжительностями срока службы и различными разрушениями компонентов [2, 11, 12, 13, 14].

Для оценки стадии коррозии арматуры использовались как теоретическая модель, так и экспериментальные данные. Была достигнута удовлетворительная сходимость по проницаемости хлорид-ионов, рассчитанной по теоретической модели, с экспериментальными результатами.

ВЫВОДЫ

1. Проницаемость хлорид-ионов являются главным фактором, который определяет коррозию арматурной стали в железобетонных элементах. На основании анализа многочисленных исследований предложена теоретическая модель хлоридной проницаемости.
2. Количественная модель коррозии арматуры как для начала деградации (начальный период), так и время разрушения (период коррозионного процесса) является приемлемой для практического использования при построении нормативных документов по долговечности железобетонных конструкций в условиях хлоридной агрессии.
3. Модель начального периода основывается на уникальной формуле как для карбонизации бетона, так и для проницаемости хлорид-ионами. Предложенная формула является аналитическим средством для проведения диагностики и контроля железобетонных конструкций.
4. Вероятностная концепция, используемая для железобетонных конструкций, является современной и надежной процедурой для оценки долговечности. Удовлетворительная сходимость была получена между количественной моделью и экспериментальными данными, которые были получены на элементах железобетонных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Найчук А.Я., Леонович С.Н., Холодарь Б.Г., Деркач В.Н. Подходы к формированию концепции нормативных документов, регламентирующих вопросы долговечности в строительстве // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. тр. 6-го международного научно-методического семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. - Минск - Технопринт, 2000. - с. 10-15.
2. Коррозия и защита бетона от коррозии. Розенталь Н.К., Иванов Ф.М., Любарская Г.В., Чехний Г.В. / Обзор. Информ. - М.: ВНИИТПИ, 1990.

3. Gayner R.D. Understanding chloride percentage // Concrete Products. – 1986. Vol. 89.- p.34 – 44.
4. Influence of chlorides in reinforced concrete. ACI forum //Concrete International Design and Construction: 1985. Vol.7, No9.-p. 13 – 19.
5. Jamata T., Emoto J., Soeda M., Tatsumoto N.//Fukuoka Univ.Rev.Technol.Sci. – 1985. – n35. – p.219 – 233.
6. Bob C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures // Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. Edited by R K Dhir and M R Jones. E @ FN Spon, London. p. 17 – 28.
7. Jones M.R., McCarthy, M.J., Dhir, R.K. "Chloride resistant concrete". Proc. Of the Internat. Conference "Concrete 2000", Dundee, 1993, E @ FN Spon.
8. Bob C. Some aspects concerning corrosion of reinforcement. Proc. Of Intern. Conference "The Protection of Concrete", Dundee, 1990.
9. Siemes, A. J. et al : "Durability of buildings : a reliability analysis" Heron, Delft University, Vol.30, No. 3, 1985.
10. Parrott, L. J. " Effects of curing and cement type on the performance of cover concrete, Proc. Of Intern. Conference "Concrete", Dundee, 1993, E @ FN Spon.
11. Hilsdorf, H.: "Durability of concrete – a measurable quantity" Proc. Of the IABSE Symposium "Durability of structures" Lisbon, 1989.)
12. Леонович С.Н., Зикеев Л.Н. Долговечность центрифугированных железобетонных стоек. – М.: Информэнерго, 1991. – 64с. – (Сер. Строительная индустрия в энергетике. Вып.4 – 5).
13. Леонович С.Н. Реконструкция предприятий мясной и молочной промышленности. – М.: АгроНИИТЭИММП, 1993. – 48с.
14. Леонович С.Н., Иванов Ф.М., Пецольд Т.М. Железобетон и экология // Строительство и архитектура Беларуси. – 1993, №6, с. 6 – 8.

УДК 691.328:620.191.33

Леонович С.Н., Попов О.В., Гуров И.

КОЭФФИЦИЕНТЫ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НОРМАЛЬНОМ ОТРЫВЕ ЗАМОРОЖЕННОГО БЕТОНА КОНСТРУКЦИЙ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ МЕТОДОМ ОТРЫВА СО СКАЛЫВАНИЕМ

1. ВВЕДЕНИЕ

Особенностью работ по диагностике железобетонных конструкций холодильника Минского хладокомбината №1 в осях 1 – 12 являлось то обстоятельство, что весь комплекс инженерных обследований проводился при эксплуатационной температуре в помещениях и холодильных камерах, что позволяло определять «эксплуатационные» прочностные и деформационные характеристики бетона (и производить пересчет на эти характеристики при положительной температуре, зафиксировав реальные температуру и влажность), а также идентифицировать реальное напряженно-деформированное состояние в конструкциях при эксплуатационных условиях (реальной степени водонасыщения бетона и отрицательной температуре) и при оттаивании. Второй особенностью являлось выполнение работы в полностью загруженных холодильных камерах, что с одной стороны усложняло обследование, с другой

стороны это представляло практически реальное максимальное нагружение основных несущих конструкций (включая перемещение по перекрытию погрузчика):

2. МЕТОДИКА НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ БЕТОНА

Эти особенности стали определяющими в методике обследований, в выборе методов неразрушающего контроля прочности бетона, в дополнительных лабораторных испытаниях бетона:

Например, при тотальном обледенении железобетонных конструкций метод пластических деформаций использовать невозможно. Поэтому повсеместно применялся метод отрыва со скалыванием с помощью прибора ГПНС. Затем полученное значение прочности корректировалось по известной зависимости с учетом параметров отрицательной температуры в соответствующей холодильной камере и влажности бетона конструкции, последняя определялась в лабораторных условиях.

Комплекс работ по обследованию включал следующие мероприятия: фиксация различных повреждений и дефектов; определение трещиностойкости и прочности бетона методом отрыва со скалыванием прибором ГПНС; отбор проб бетона для определения степени его водонасыщения и особенностей микро- и макроструктуры; фиксация положения арматуры магнитным методом прибором ИЗС-10Н; вскрытия арматуры для определения ее диаметра, класса, степени коррозионного износа и толщины защитного слоя; вскрытия для определения состава перекрытий и толщины пола.

Визуальный осмотр монолитных плит перекрытия в замороженном состоянии свидетельствует, в основном, о их удовлетворительном состоянии. Сохранилась на нижней поверхности плит фактура от дощатой опалубки, что иллюстрирует сохранность защитного слоя бетона. Следует подчеркнуть, что такой уровень коррозионной деструкции определяется тем, что железобетонные конструкции перекрытий в холодильных камерах эксплуатируются перманентно при отрицательной температуре (от -22°C до -27°C) с очень редкими и короткими периодами оттаивания. Вместе с тем, лабораторные анализы показывают высокую степень запесоченности монолитного бетона перекрытий, а также значительная сегрегация бетона по толщине плиты. Другой недостаток перекрытий является традиционным для монолитного бетона тех лет, (при отсутствии щебня неразрабатываемого в тот период Микашевичского месторождения гранита) – использование гравия крупных фракций с включением осадочных пород характерного желтоватого цвета. То, что эти недостатки являются характерными для всех перекрытий холодильных камер, подтверждают многочисленные места сверления бетона и отколы бетона при испытании его методом отрыва со скалыванием.

Наиболее характерным дефектом является недостаточная толщина защитного слоя, поэтому часто проступает нижняя арматурная сетка на нижней поверхности монолитных железобетонных перекрытий. Наблюдаются отдельные участки, где морозная деструкция поразила бетон на глубину более толщины защитного слоя, что связано скорее всего с некачественным заполнителем из осадочных пород повышенной влажности.

Дефекты, зафиксированные в холодильных камерах, в вестибюлях проявились более значительно. Причиной этого являются: частое и резкое изменение температуры и влажности (циклическое замораживание и оттаивание) представляет более жесткий режим эксплуатации; более продолжительные динамические воздействия от интенсивной работы погрузчиков, перемещающих продукцию из камер к лифтам и обратно.

Колонны, как и конструкции перекрытий, забетонированы в деревянной опалубке. Прочность бетона конструкций определялась неразрушающими методами. В данной работе определение прочности производилось в соответствии с ГОСТ 22690-88 методом отрыва со скалыванием. Использовался прибор ГПНС-4 с анкерным устройством 111 типа. Глубина заделки анкера: 35 – 42 мм в соответствии с ГОСТ. Испытания производились при отрицательных температурах (1 этаж: -20 °С; 3 этаж: -25 °С; 5 этаж: -27 °С).

Градуировочная зависимость определяется формулой:

$R = m_1 \cdot m_2 \cdot P$, где m_1 – коэффициент, учитывающий максимальный размер крупного заполнителя в зоне вырыва;

m_2 – коэффициент пропорциональности при переходе от усилия вырыва, кН, к

$R_{ж}$ – прочности бетона, МПа;

P – усилие вырыва анкерного устройства, кН.

В соответствии с ГОСТ $m_1 = 1$; $m_2 = 1.5$.

Площадь поверхности рабочего поршня ГПНС-4 при диаметре, равном 65 мм составляет 33.2 см². Усилие вырыва равно давлению на поршень, умноженному на его площадь.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Результаты испытаний сведены в табл. 1.

Таблица 1. Прочность бетона колонн, определенная методом отрыва со скалыванием: бетона в замороженном состоянии

Этаж	Оси	Давление кГ/см ²	Прочность в замороженном состоянии, МПа	Температура, оС	Весовая влажность, %	Коэффициент интенсивности напряжения, МПа
1 этаж	Е/4	85	42.3	-20 °С	От 1.5	0.64
1 этаж	Е/6	130	64.7	-20 °С	До 5.5	0.98
1 этаж	Г/6	110	54.8	-20 °С		0.83
1 этаж	Д/4	120	59.8	-20 °С		0.90
1 этаж	В/4	130	64.7	-20 °С		0.98
1 этаж	Б/6	-	-	-20 °С		-
1 этаж	Б/10	100	49.8	-20 °С		0.75
3 этаж	Д/5	90	44.8	-25 °С		0.68
3 этаж	Г/5	80	39.8	-25 °С		0.6
3 этаж	Д/6	80	39.8	-25 °С		0.6
3 этаж	Г/6	100	49.8	-25 °С		0.75
5 этаж	Е/6	90	44.8	-27 °С		0.68
5 этаж	Е/4	70	34.9	--27 °С		0.53

Если задаться распределением главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени, нормальные напряжения σ_r при старте трещины определяется из:

$$\sigma_r = \frac{3P(\cos^2(90 - \alpha) - \sin 2(90 - \alpha))}{2\pi^3(1 + \text{tg} \alpha)} \quad (2)$$

где: P – усилие вырыва;
 α – угол между образующей конуса разрушения и осью шпура; $\alpha = \text{arctg}(R/l)$;
 Величину K_{lc} рекомендуется К.А. Пирадовым [2] определять на основе решения [3] о полукруговом диске с краевой трещиной, когда круговая граница закреплена, по зависимости:

$$K_{lc} = \sigma_r \sqrt{2\pi l} [0,8 / ((R/l)^3 - 1) + 0,7] \quad (3)$$

Прочность на сжатие бетона колонн в оттаянном состоянии, определенная методом пластической деформации в другой части здания составляла от 23 до 42 МПа при проектной марке М170.

В Межотраслевой научно-исследовательской лаборатории модифицированного бетона Белорусской государственной политехнической академии по отобранным в конструкциях опытным образцам были выполнены: определение влажности бетона; анализы пористости бетона, в том числе по кинетике его водопоглощения.

Результаты лабораторных испытаний бетона сведены в табл. 2.

Таблица 2.

Влажность бетона и показатели пористости

№ образца	W_{max} , % по массе	$W_{\text{об min}}$, %	W_{max} , %	X_1	λ	α
1-1	5.5	3.0	3.7	1.05	1.0	0.3
1-2	1.5	0.6	0.66	0.5	0.5	0.01
1-3	4.1	2.3	2.3	0.85	0.85	0.01
1-4	2.8	1.3	1.3	0.6	0.6	0.01
1-5	2.6	1.5	1.6	0.95	0.6	0.1

Примечание: X_1 -показатель среднего размера пор; λ - показатель пор с учетом α ; α - степень однородности пор по размерам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Пирадов К.А. Механика разрушения : вопросы теории и практики. – Брест : БПИ, 1999. – 217с.
2. Пирадов К.А., Мамаев Т.Л., Кожобеков Т.А. Новый метод определения морозостойкости бетона на основе фундаментальных положений механики разрушения//Настоящий сборник.
3. Srivastava K.N., Kumar M.A. A note on the problem of edge crack in semi – circular plate // Int. J. Fract. – 1976.- 12, № 4.- p.6645 – 646.

УДК 624:621.642.3.04

Никитин В.И., Ракецкий В.М., Лапко А., Прусел И.А.

ГИГРОТЕРМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ СТЕНКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СИЛОСОВ

Для хранения сыпучих материалов часто используются железобетонные силосы цилиндрической формы монолитного или сборного исполнения. В процессе их эксплуатации на поверхности цилиндрических стенок образуется и развивается сетка глубоких трещин, которые в конце концов становятся причиной отказа силосов

или по несущей способности, или исходя из недопустимых условий хранения сыпучих материалов.

Такие явления могут происходить не только от механического нагружения, но и от воздействий окружающей среды. Изменения температуры и влажности наружного воздуха, а в отдельных случаях и сыпучей среды, приводят к изменению температурно-влажностного состояния бетона стенок силосов, с которым связаны термические и усадочные напряжения.

Необходимость учета влияния воздействий окружающей среды на величину напряжений, возникающих в бетонных стенках силосов, показана в ряде работ, например [1, 2, 3]. Однако в них основное внимание уделено изучению температурных воздействий.

Отмечается [1], что температурные воздействия на железобетонные стенки силосов обычно вызывают следующие напряжения:

1. Радиальные, тангенциальные и вертикальные напряжения при перепаде температур по толщине стенок.
2. Тангенциальные напряжения, связанные с возникновением дополнительного отпора при охлаждении стенок силоса.
3. Вертикальные усилия, связанные с разностью температур между отдельными жестко связанными силосами.

Первый вид термических напряжений может быть описан в рамках линейной теории упругости и вполне приемлемой осесимметричной плоской задачи (кольцо).

В общем случае для цилиндрической стенки (кольца), показанной на рис. 1,

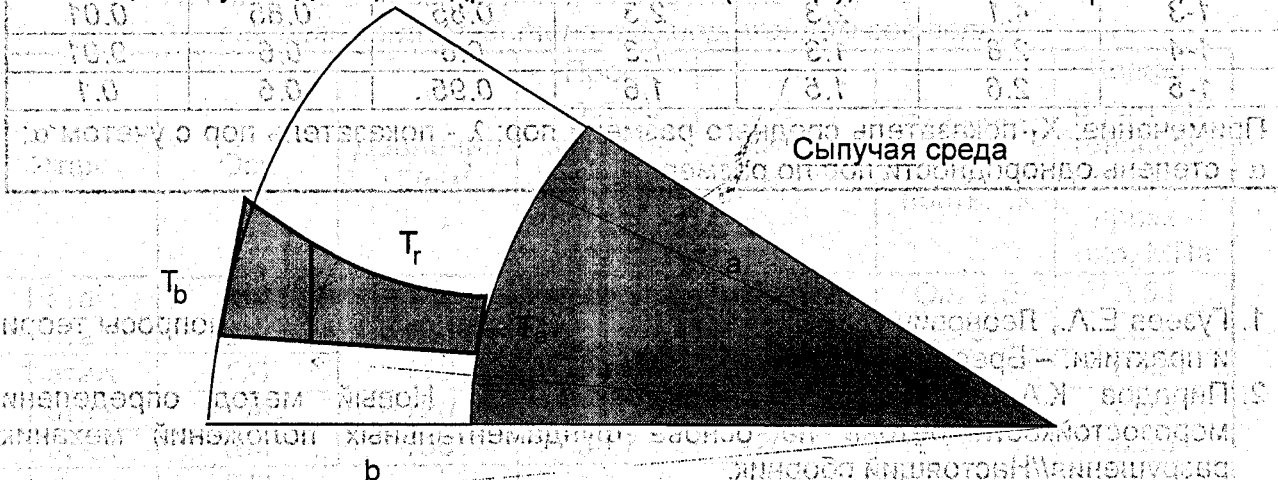


Рис. 1. Распределение температуры по толщине стенки силоса

при перепаде температуры по ее толщине величина радиальных σ_r и тангенциальных σ_θ температурных напряжений может быть найдена так [1]:

$$\sigma_r = \frac{\alpha E}{r^2} \left(\frac{r^2 - a^2}{b^2 - a^2} \int_a^b T_r \cdot r \cdot dr - \int_a^b T_r \cdot r \cdot dr \right); \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\alpha E}{r^2} \left(\frac{r^2 + a^2}{b^2 - a^2} \int_a^b T_r \cdot r \cdot dr + \int_a^b T_r \cdot r \cdot dr - T_r r^2 \right), \quad (2)$$

где: α — коэффициент линейного расширения;
 E — модуль упругости;
 a, b, r — внутренний, наружный и текущий радиус цилиндрической стенки;

T_r — температура поверхности стенки радиуса r .

Второй вид напряжений может проявиться тогда, когда заполненный силос на короткое время подвергается резкому охлаждению. При этом объем сыпучего материала, имеющего определенную деформативность, сокращается, а в обжимающей стенке силоса увеличиваются тангенциальные напряжения. Впервые на данный эффект было указано в работе [4]. Определение приращения термических тангенциальных напряжений можно выполнить с помощью формулы

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{rE_m\alpha\Delta t_m}{rE_m/E + (b-a)(1-\nu_m)}, \quad (3)$$

где: E_m и ν_m — модуль упругости и коэффициент Пуассона сыпучего материала;

Δt_m — среднее значение понижения температуры стенки.

Из приведенных формул видно, что при наличии данных о температурных полях и коэффициенте линейного расширения бетона можно рассчитать термические напряжения в стенке силоса. Однако температурные поля следует рассматривать совместно с влажностными полями, формирующимися в связи с изменением температуры и влажности окружающего воздуха.

Известно [5], что изменение влажностного состояния бетона сопровождается обратимой капиллярной усадкой и возникновением знакопеременных напряжений. Напряжения, вызванные усадкой, могут превышать термические напряжения, поскольку коэффициент усадки (набухания) во много раз превышает коэффициент линейного расширения. Так, если по справочным данным для цементного раствора коэффициент линейного расширения равен $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/град, то оценка коэффициента усадки, полученная по данным работы [5], составляет $\alpha_y = 6 \cdot 10^{-4}$ 1/% по массе. Следует отметить, что для определения усадочных напряжений можно воспользоваться формулами (1) и (2), заменив в них α на α_y , а $T_r = f(r)$ на влагосодержание $\omega_r = f(r)$.

Таким образом, для оценки температурных и усадочных напряжений в железобетонных стенках силосов желательно иметь математическое описание температурно-влажностных полей при периодическом изменении относительной влажности и температуры окружающего воздуха.

Задача описания нестационарных процессов переноса тепла и влаги в капиллярно-пористых материалах может быть выполнена на основе дифференциального уравнения Фурье с учетом граничных условий. Об эффективности такого подхода при построении температурных полей в цилиндрических силосах можно судить по результатам работы [6]. Это дало нам основу для разработки системы, позволяющей на ЭВМ имитировать процесс переноса тепла и влаги через многослойные цилиндрические стенки из капиллярно-пористых материалов [7].

Для выяснения предсказательной способности этой системы с точки зрения переноса влаги были использованы результаты работы [8], в которой экспериментально отслеживается процесс сушки образцов из цементно-песчаного раствора с соотношением между цементом и песком 1:2,5 по массе при В/Ц=0,4. Размеры образцов 4×4×28 см. Они твердели в течении 28 суток в воде при температуре 20-22°C. За сутки до испытания образцы были гидроизолированы со всех сторон, кроме одной поверхности испарения 4×28 см, для создания одномерного поля испарения.

После твердения в воде образцы, имеющие исходную влажность $\omega = 8,4\%$, выдерживались (сушились) на воздухе при температуре 20-22°C и относительной влажности воздуха $\phi = 50-55\%$. При этом через определенное время измерялось распределение влагосодержания по сечениям образцов (рис. 2).

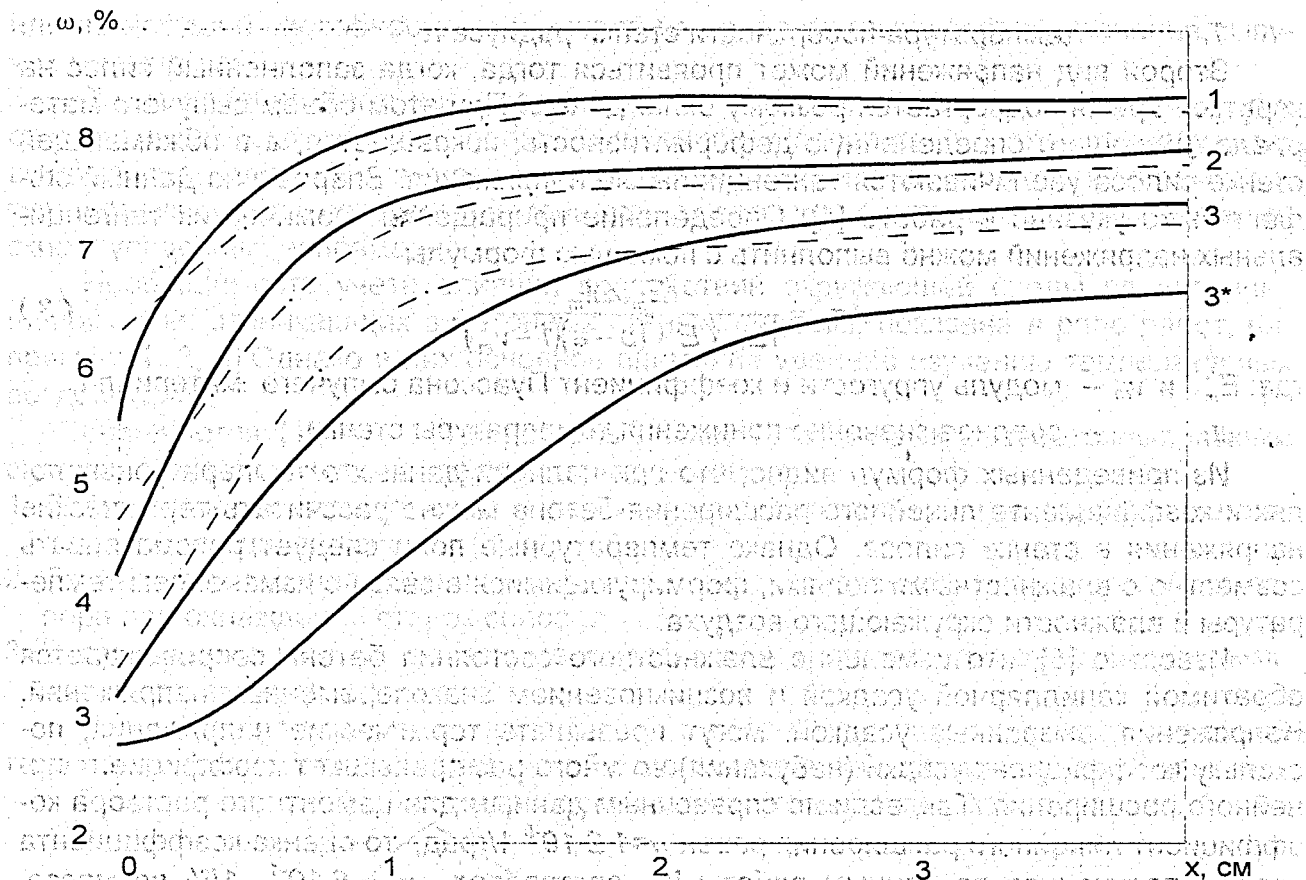


Рис. 2. Распределение влагосодержания по сечениям образца в процессе сушки: 1 - через 12 ч; 2 - 49 ч; 3 - 240 ч; 3* - 240 ч при μ_{80} и измененной изотерме десорбции

----- эксперимент; ————— расчет

Вычислительный эксперимент на разработанной системе имитации выполнялся после подготовки всех необходимых для этого данных. Так как потенциал переноса тепла (температура) в процессе сушки образцов во времени практически не изменялся, то прежде всего требовалось как можно точнее определить параметры, связанные с переносом влаги.

Изотерма десорбции водяного пара материалом образцов, приведенная на рис. 3, была установлена по данным работы [8]. Коэффициент влагопроводности $\beta(\omega)$ задали исходя из данных работы [9]. После обобщения справочных данных приняли: коэффициент паропроницаемости $\mu_{80} = 0,7 \cdot 10^{-4}$ г/(м·ч·Па) при влажности материала, соответствующей по изотерме десорбции относительной упругости пара $\varphi = 80\%$; плотность образцов в сухом состоянии $\rho = 1800$ кг/м³; сопротивление паропроонианию поверхности испарения $R_n = 40$ м²·ч·Па/г.

При выполнении вычислительных экспериментов значения μ для относительной упругости пара, отличной от $\varphi = 80\%$ корректировались с учетом формулы, предложенной В. М. Ильинским, с учетом коэффициента сорбции μ_{80} и относительной упругости пара φ (4)

$$\mu_x = \mu_{80} \frac{\omega_x}{\omega_{80}}, \quad (4)$$

где ω_{80} - весовая влажность материала, соответствующая по изотерме десорбции относительной упругости пара $\varphi = 80\%$.

Результаты вычислительного эксперимента, совмещенные с данными физического эксперимента [8], приведены на рис. 2. Из этого рисунка следует, что разработанная система имитации в состоянии достаточно точно описывать процессы переноса влаги в бетоне в жидкой и парообразной фазах. Опыт, накопленный при выполнении данного вычислительного эксперимента, дает основание утверждать, что точность предсказания экспериментальных данных (рис. 2) может быть улучшена при повышении достоверности данных о соответствующих физических свойствах материала и условиях, в которых происходил процесс сушки образцов.

Выполненное нами варьирование исходных условий вычислительных экспериментов показало, что в процессе сушки на величину и характер изменения влагосодержания по сечениям образца наиболее существенно влияют характеристики изотермы десорбции материала, значения коэффициента паропроницаемости и относительной влажности воздуха. Для иллюстрации влияния первых двух факторов на распределение влагосодержания по сечениям образца на рис. 2 приведена еще одна кривая 3, построенная по результатам вычислений. Эти вычисления выполнялись без учета зависимости (4) при постоянном значении коэффициента паропроницаемости равном μ_{80} , а использованная изотерма десорбции $\omega^*(\varphi)$ при любом значении относительной упругости паров φ была связана с изотермой десорбции $\omega(\varphi)$, приведенной на рис. 3, соотношением $\omega^*(\varphi)/\omega(\varphi) = 0,9$.

Вычислительным экспериментом подтвержден вывод работы [8], полученный по экспериментальным данным, о том, что изменение влагосодержания у поверхности испарения и в толще образца описываются различными зависимостями, позволяющими установить зону испарения. Зная глубину зоны испарения, можно воспользоваться формулой работы [7] и рассчитать изменение капиллярного давления в поверхностных слоях бетона, а затем оценить снижение его прочности от непроявившейся капиллярной усадки.

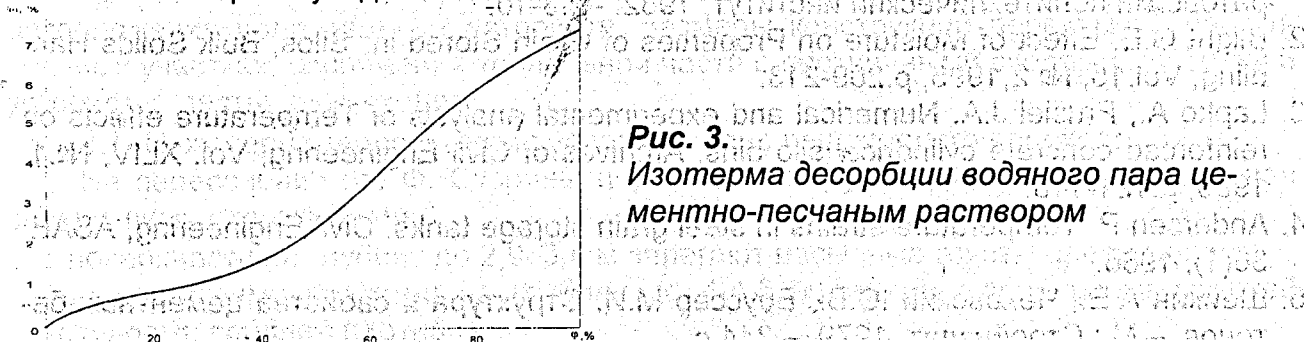


Рис. 3.
Изотерма десорбции водяного пара цементно-песчаным раствором

Понятно, что от непроявившейся капиллярной усадки поверхностные слои бетона окажутся растянутыми, а внутренние - сжатыми. В условиях переменной температуры и влажности воздуха поверхностные слои бетона могут не только обезвоживаться, но и увлажняться за счет капиллярной конденсации. Такие циклические изменения влагосодержания поверхностного слоя сопровождаются деформациями усадки и набухания, амплитуда колебаний которых может иметь существенные значения [10]. Возникающие при этом знакопеременные напряжения приводят к необратимым изменениям в структуре бетона, появлению и развитию микротрещин, что в свою очередь снижает трещиностойкость и долговечность железобетонных конструкций.

Совершенно очевидно, что отслеживание колебаний температуры и влажности окружающего воздуха при оценке термических и усадочных напряжений в стенке силосов играет исключительно важную роль. Однако в действующих методиках расче-

та это явление не учитывается, что затрудняет оценку долговечности конструкций.

Наиболее простой и естественных способ учета колебаний температуры и влажности заключается в использовании вероятностных методов. Продолжительность процессов поверхностной эрозии бетона исчисляется годами, поэтому сезонные и суточные колебания температуры и влажности могут рассматриваться как стационарный случайный процесс. В таком процессе можно выделить как постоянную составляющую (математическое ожидание рассматриваемой величины), так и переменную составляющую. В качестве статистических данных, необходимых для выполнения расчетов, можно использовать данные метеоусловий.

Можно использовать и другое описание циклических колебаний температуры и влажности воздуха у поверхности конструкции. Зависимость температуры и влажности во времени на временном интервале, равном одному году, может рассматриваться в качестве периодической функции, которая может быть разложена в ряд Фурье по известным правилам.

Разработанная нами система имитации [7] уже позволяет построить температурно-влажностные поля в стенке силосов с учетом изменения температуры и влажности окружающего воздуха, а при наличии опытных данных о коэффициентах линейного расширения α и усадки (набухания) α_y открывает возможность определить соответствующее этим полям распределение деформаций и напряжений в любой момент времени.

ЛИТЕРАТУРА

1. Яковлев Л.Т., Карев В.И., Скориков Б.А. Исследования воздействия температуры на стенки железобетонных зерновых силосов // Исследования напряженного состояния железобетонных силосных сооружений. Межвуз. научн. сб. - Саратов: Саратовский политехнический институт, 1982. - с.3-10.
2. Blight G.E. Effect of Moisture on Properties of Grain Stored in Silos, Bulk Solids Handling, Vol.15, № 2, 1995, p.209-213.
3. Lapko A., Prusiel J.A. Numerical and experimental analysis of Temperature effects on reinforced concrete cylindrical silo bins, Archives of Civil Engineering, Vol. XLIV, №.1, 1998, p.121-148.
4. Andersen P. Temperature strains in steel grain storage tanks. Civil Engineering, ASAE, 36(1), 1966.
5. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. - М.: Стройиздат, 1979. - 344 с.
6. Prusiel J.A., Nikitin W. Analize efektow termicznych w cylindrycznych silosach zelbetowych na osrodki sypkie. XI Konferencja "Zelbetowe sprężone zbiorniki na materialy sirsie i ciecz". Swieradow-Zdroj, 2000, s.161-168.
7. Никитин В.И., Ракецкий В.М., Лапко А., Прусел И.А. Имитация тепло- и влагопереноса в теплоизоляционных материалах // "Вестник БГТУ - Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика, экология", №2, 2001.
8. Федоров А.Е., Курушин А.Д., Афанасьев С.Г., Серов А.М. Методика определения градиента влагосодержания в поверхностных слоях бетона // Изв.вузов. Строительство и архитектура. - 1986.-№9.-с.127-130.
9. Руководство по расчету влажностного режима ограждающих конструкций зданий / НИИСФ Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1984. - 168 с.
10. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. - М.: Стройиздат, 1974. - 192 с.

ПРОБЛЕМЫ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ГОРОДСКИХ ПОДЗЕМНЫХ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ (на примере подземного перехода ул. Ленина – проспект Ф.Скорины в г. Минске)

1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О СООРУЖЕНИИ

1.1. Тип искусственного сооружения - пешеходный подземный переход П-образной формы в плане с шестью лестничными сходами, соединяющий между собой все четыре угла перекрестка, имеются подсобные технические помещения, а также помещения для объектов попутного обслуживания пешеходов.

1.2. Место расположения сооружения - на прямом перекрестке ул. Ленина и проспекта Ф. Скорины в г. Минске.

1.3. Эксплуатирующая организация - УП Горремавтодор. Проектная организация - Минскпроект; проектная документация отсутствует.

1.4. Цели обследования - определение технического состояния подземного пешеходного перехода, выработка рекомендаций по устранению дефектов и по режиму дальнейшей эксплуатации сооружения.

1.5. Ограничительные знаки на временную нагрузку от транспортных средств не установлены.

2. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПЕШЕХОДНОГО ПЕРЕХОДА С УЧЕТОМ РЕЗУЛЬТАТОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ

При обмерах были выявлены отклонения облицовок стен от вертикали; места расположения водоотводных устройств; размеры конструкций перекрытий на тоннельных участках, сопряжения тоннельной части с лестничными сходами; размеры и устройство лестничных сходов.

2.1. Инженерно-геологические условия в зоне пешеходного перехода

На пересечении пр. Ф. Скорины и ул. Ленина грунтовый массив представлен следующими отложениями:

- с поверхности на глубину до 2,9-3,4 м залегают насыпные грунты слежавшиеся;
- под насыпными грунтами на глубину до 4-4,5 м залегает слой песка средней крупности, средней плотности;
- ниже песка средней крупности на глубину до 11-16 м залегает грунт гравийный плотного сложения;
- грунт гравийный подстилается супесью моренной твердой консистенции.

Анализ приведенных данных показывает, что в основании фундаментов и лотка пешеходных тоннелей на пересечении пр. Ф.Скорины и ул. Ленина глубиной заложения 3,5-4,5 м залегает песок средней крупности и гравийный грунт.

Перегонные тоннели линии метрополитена щитовой проходки проходят под пешеходными тоннелями на глубине 5-5,5 м. от лотка.

Пешеходный переход пересекает трасса центрального отопления, проходящая вдоль ул. Ленина.

2.2. Объемно-планировочное решение

Пешеходный подземный переход П-образной формы в плане состоит из трех пешеходных тоннелей: П.Т. 2-5 (пешеходный тоннель под пр. Ф.Скорины);

П.Т. 1-3 (тоннель под ул. Ленина со стороны ГУМа);

П.Т. 4-6 (тоннель под ул. Ленина с противоположной стороны); двух коротких тоннельных подходов Т.2-М вдоль ул. Ленина от стороны ГУМа); Т.5-8 (вдоль ул. Ленина противоположной); и шести лестничных сходов. Лестничные сходы имеют пандусы для передвижения с совпадающими с осями тоннельной части, или под углом 90° к ней.

2. 3. Конструкции тоннельной части перехода

Тоннели пешеходного перехода выполнены по типовому проекту 3.507-1 в виде трех типов конструкций: тоннель ПТ 1-3 – однопролетный шириной 6 м; тоннели ПТ 4-6, Т2-М и Т5-В – однопролетные шириной 4 м; тоннель ПТ2-5 – двухпролетный общей шириной 8+4 м.

Однопролетные тоннели по своей конструкции представляют собой короб с распоркой в виде перекрытия, шарнирно сопряженного со стенами с центральным опиранием. Элементы конструкции сборные и приняты по типовому проекту 3.507-1, выпуск 2. Стеновые блоки марки ПТ-С1 и ПТ-С4 шириной соответственно 3 и 1 м, высотой 2.75 м; в местах расположения водоприемных приемков стеновые блоки марки ПТ-С2 высотой 3.7 м; в зоне пересечения сети центрального отопления стеновые блоки ПТ-С3 высотой 4.7 м. Лотковые плиты марки ПТ-Д2 шириной 2.4 м (при пролете 4 м) и марки ПТ-Д3 шириной 4.4 м (при пролете 6 м). Толщина стеновых и лотковых блоков 0.2 м. Стеновые блоки снабжены в нижней части консольной опорной пятой.

Плиты перекрытия ребристые и приняты для пролета 6 м марки ПТ-П3 длиной 6.4 м, высотой 0.45 м, для пролета 4 м – ПТ-П6 длиной 4.4 м, высотой 0.30 м. Ширина плит – 1.5 м. Плиты перекрытия в торцах имеют вырезы между ребрами с выпусками арматуры.

Стеновые блоки с помощью петлевых выпусков арматуры в опорной пяте и лотковых плитах, дополнительного армирования и омоноличивания бетоном жестко соединяются с лотковыми плитами, уложенными на бетонную подготовку.

Плиты перекрытия ребрами опираются на стеновые блоки и шарнирно объединяются с блоками с помощью арматурных выпусков и бетонного заполнения вырезов в плитах.

В примыкании однопролетных тоннелей к двухпролетному плиты перекрытия однопролетных тоннелей опираются на стальные сварные балки двутаврового профиля.

2.4. Конструктивные решения лестничных сходов

Входы в тоннели пешеходного перехода выполнены в виде двухмаршевых лестниц с верхней, промежуточной и нижней площадками (в виде лестничных сходов). В уровне нижних площадок устроены поперечные водоприемные приемки. Тоннельная часть перехода соединяется с лестничными сходами с помощью порталной конструкции, состоящей из лобового парапета и наклонной плиты.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ НИВЕЛИРОВОЧНЫХ РАБОТ

Вычисленные поперечные и продольные уклоны проезжей части улиц над подземным переходом и в одиннадцатиметровой примыкающей зоне показывают, что пр. Ф. Скорины имеет односторонний поперечный уклон ($i = 2,5 \div 12\%$) в сторону пл. 8-го Марта и двускатный вогнутый продольный профиль ($i = 10 \div 12\%$) с пониженным местом над переходом. Продольный уклон ул. Ленина имеет односторонний уклон ($i = 2,5 \div 13\%$) в сторону пл. 8-го Марта.

Проезжая часть улиц характеризуется наличием неровностей: значение уклонов на пересечении колеблется в пределах от 1 до 20 ‰. Алгебраическая разность уклонов смежных участков одного направления составляет $3 \div 17\%$ противоположного сходящего направления - $2,5 \div 39\%$.

Такие неровности проезжей части приводят к возникновению значительных дополнительных динамических воздействий от наземных транспортных средств на подземное сооружение, особенно в случае отсутствия подстилающего песчаного слоя под основанием покрытия при общей толщине дорожной одежды 30-45 см.

Вычисленные величины уклонов пола тоннелей перехода показывает, что поперечные уклоны ($i = 0-6\text{‰}$) имеют случайный характер и не могут способствовать отводу воды от мотья тоннеля, а также воды, занесенной пешеходами.

Продольный уклон тоннелей имеет общую тенденцию понижения. Однако на некоторых участках он направлен в противоположную сторону, что в сочетании с несистемным поперечным уклоном приводит к образованию на поверхности пола застойных мест воды. Пристенных продольных лотков в тоннелях не имеется, поэтому сток воды с пола тоннелей не происходит.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА

При обследовании конструкций пешеходного перехода использовались следующие методы испытания прочности бетона:

- 1) отрыв со скалыванием;
- 2) упругого отскока;
- 3) выемка и испытание кернов.

Наибольшую точность среди неразрушающих механических методов обеспечивает метод отрыва со скалыванием. Несомненным достоинством метода отрыва со скалыванием является экспериментальное определение критического коэффициента интенсивности напряжений K_{1C} . Такой подход позволяет удачно использовать теоретические основы механики разрушения для расчетной оценки ресурса эксплуатируемых железобетонных элементов.

Очевидно, что по мере воздействия транспортной нагрузки в сочетании с неблагоприятным воздействием переменной влажности и температуры, агрессии солей и др. в структуре бетона образуются микротрещины.

Критическая сила F_{cr} , при которой происходит вырыв бетона, уменьшается, соответственно падает и коэффициент K_{1C} .

При обследовании широко использовался метод упругого отскока. Для исследовании бетона несущих конструкций применялся склерометр Шмидта, применение которого предусмотрено ГОСТ 10180-67.

Результаты определения прочности бетона методом упругого отскока осложняются тем, что в условиях возможного выщелачивания идет процесс карбонизации поверхностного слоя бетона. При карбонизации образуется труднорастворимый карбонат кальция, который одновременно уплотняет поверхностный слой бетона за счет увеличения объема на 11% при переходе Ca(OH)_2 в CaCO_3 . Это затрудняет определение прочности бетона неразрушающими методами упругого отскока.

Для лабораторных испытаний бетона были вырезаны керны в стене, колонне и ребре плиты.

Прочность бетона при сжатии для элементов, подверженных фильтрации воды, насыщенной солями, оказались существенно ниже прочности бетона для аналогичных элементов, расположенных на других участках пешеходного перехода, которые защищены от воздействия воды.

5. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ

5.1. Классификация дефектов и их оценка

Анализ дефектов подземного пешеходного перехода пр. Ф. Скорины - ул. Ленина с учетом причин, вызвавших их, позволяет систематизировать их и объединить в следующие группы:

1. Отсутствие деформационных швов, выполненных в соответствии с техническими условиями в конструкциях и облицовке в местах сопряжения сходов с тоннелями, в местах изменения высоты стеновых блоков и, следовательно, в местах отсутствия жесткой связи омоноличивания лотковой части тоннеля, а также ненадежно выполненное объединение стеновых блоков монолитной железобетонной обвязкой, при воздействии различных факторов (различия интенсивности давлений на основание, интенсивной фильтрации воды в основание, динамических воздействий и др.) вызвали неравномерные осадки основания и конструкции, проявившиеся в вертикальных трещинах в облицовке стен тоннелей и сходов, а также трещин в заполнении швов между плитами перекрытия и в сопряжениях между монолитной и сборной конструкциями перекрытия тоннелей.

2. Заполнение швов между парапетными гранитными плитами некачественным (неморозостойким) раствором, отсутствие швов между этими плитами, незаполнение горизонтальных швов между парапетными плитами и облицовкой стен, отсутствие свесов парапетных плит (часто ширина парапетных плит меньше толщины парапетной стенки в облицовке) приводят к тому, что заполнение швов с течением времени разрушается, атмосферная вода, особенно соленасыщенная вода с проезжей части, разбрызгивается автомашинами в период оттепелей, проникая через пустые швы парапетных плит в выравнивающий и крепящий слой облицовки стен, увлажняет эти слои, скапливается в имеющихся в них «карманах» и, замерзая при отрицательных температурах, вызывает разрушение облицовки в виде горизонтальных трещин, в виде линзообразных выколов, а также в случае некачественных растворов крепления приводит к отслоению самих парапетных гранитных плит, наружной гравийной облицовки парапетов и внутренней облицовки стен сходов.

3. Отсутствие «слезника» в облицовке лобовой порталной стенки (во многих случаях скалывается свес из-за глубокого пропила в мраморной плите для фиксирующего уголка) приводит к попаданию дождевой воды, стекающей с порталной стенки, на наклонную лобовую плиту тамбура. В результате воздействия отрицательной температуры на увлажненную плиту сначала разрушился штукатурный слой, затем бетон плиты. Арматура подвергается коррозии, отслаивает защитный слой бетона.

4. Применение некачественных материалов (низкомарочных цементных растворов, неморозостойкого бетона), небрежное ведение строительных работ привели к отслаиванию внутренней облицовки стен и сходов, наружной облицовки парапетов, провалу опорных рамок чугунных решеток прямков. Отслаиванию облицовки в тоннелях способствует динамическое воздействие на перекрытие от движения транспортных средств по проезжей части улиц, общая толщина засыпки и дорожной одежды которых составляет 30-35 см.

5. Выход из строя системы обогрева лестниц при отсутствии павильонов над сходами приводит к образованию наледей на площадках, ступенях лестниц, у прямков. При освобождении лестниц от наледи механическим (ударным) способом разрушаются гранитные проступи, во многих случаях и облицовка площадок отслаивается. В результате создаются опасные условия для пешеходов.

6. Нарушение сплошности гидроизоляции перекрытий тоннельной части перехода или ее разрушения в местах проявившихся осадочных швов вызывает фильтрацию воды, которая разрушает железобетонные конструкции сооружения.

Все повреждения, оказывающие влияние на такие важные эксплуатационные характеристики сооружения как долговечность и безопасность движения транспорта и пешеходов относятся к определенной категории в зависимости от способа их устранения (по ВСН 44 - 81 (90)).

При отнесении каждого имеющегося повреждения к той или иной категории требуется всесторонний анализ элемента, содержащего данный дефект, т.е. необходимо проклассифицировать каждый дефект по многочисленному ряду параметров.

Оценку технического состояния несущих и ограждающих элементов пешеходного перехода целесообразно давать по пятибалльной шкале.

5.2. Оценка состояния конструктивных элементов на неповрежденных участках

Выборочные вскрытия арматуры в плитах перекрытия, выполненных во всех трех участках тоннельных переходов показали, что поверхность арматуры находится в хорошем состоянии без признаков коррозионного процесса). Определение реальной несущей способности конструкций подземного пешеходного перехода и проверки соответствия ее современным нормам СНиП 2.05.03-84* показали, что конструкции, находящиеся в неповрежденном состоянии могут эксплуатироваться под современными нагрузками без ограничений.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. В результате обследования подземного пешеходного перехода через проспект Ф. Скорины по ул. Ленина в г. Минске, изучения проектных материалов, составления рабочих чертежей и выполнения расчетов установлено, что лестничные сходы и тоннельная часть перехода имеют ряд дефектов, приведших к снижению несущей способности отдельных конструктивных элементов, отслаиванию облицовки на сходах, выводу из строя отопительной системы сходов и появлению других дефектов.

2. Особенно уязвимыми к повреждениям оказались участки примыкания лестничных сходов к порталам. Причиной этого является несовершенство конструкции гидроизоляции и водоотвода на данных участках.

В результате агрессии воды с солями на перекрытие тоннеля, особенно в осенне-весеннее время бетон плит перекрытия деградирует, цементный раствор выщелачивается, срок службы плиты резко сокращается.

3. Из-за фильтрации через тело бетона при постоянном притоке воды в отдельных плитах и монолитных участках произошла значительная коррозия арматурной стали, сопровождающаяся почти полным разрушением защитного слоя.

Эксплуатация конструкций в таком состоянии представляет опасность, а ремонтнопригодность стремится к нулю. Толщина прокорродированного слоя нижних полок стальных балок по осям «Л» и «М» достигает 3 мм, что указывает на высокую скорость коррозии и существенное снижение несущей способности балок. Требуется немедленное усиление поврежденных стальных балок.

4. Отсутствие деформационных швов в конструкции и облицовке, в местах сопряжения лестничных сходов с тоннелями, в местах изменения высоты стеновых блоков и, следовательно, в местах отсутствия жесткой связи омоноличивания лотковой части тоннеля, а также ненадежное выполнение объединения стеновых блоков монолитной железобетонной обвязкой вызвали неравномерные осадки основания и конструкции, проявившиеся в вертикальных трещинах в облицовке стен тоннелей и сходов, а также трещин между плитами перекрытий и в сопряжениях между монолитной и сборной конструкциями перекрытия тоннелей.

Повреждения в виде трещин в стыках сборных элементов перекрытия, образовавшихся также в результате воздействия нагрузок от транспортных средств и «клавишной» работы сборных элементов при неравномерно-распределенных вертикальных нагрузках, свидетельствуют о недостаточной горизонтальной жесткости таких конструкций. Причиной недостаточной жесткости сборных перекрытий является так-

же низкая клеящая способность цементного вяжущего, примененного при замоноличивании стыков.

6. Некачественное выполнение работ привело к отслоению парапетных гранитных плит, наружной гранитной облицовки парапетов и внутренней облицовки стен сходов.

7. Отсутствие «слезника» в облицовке лобовой порталной стенки приводит к попаданию дождевой воды, стекающей с порталной стенки, на наклонную лобовую плиту тамбура.

В результате воздействия отрицательной температуры на увлажненную плиту сначала разрушается штукатурный слой, затем бетон плиты, а арматура и в настоящее время подвергается коррозии и отслаивается защитный слой бетона.

8. Применение некачественных материалов и ведения строительных работ привели к отслаиванию внутренней облицовки стен и сходов, наружной облицовки парапетов, провалу опорных рамок чугунных решеток прямков. Отслаиванию облицовки в тоннелях способствует динамическое воздействие на перекрытие от движения транспортных средств по проезжей части улиц, общая толщина засыпки и дорожной одежды которых составляет 30...35 см.

9. Выход из строя системы обогрева лестниц при отсутствии павильонов над сходами приводит к образованию наледи на площадках, ступенях лестниц, у прямков. При освобождении лестниц от наледи механическими способами разрушаются гранитные проступи, во многих случаях проступи и облицовка площадок отслаиваются. В результате созданы опасные условия для движения пешеходов.

10. На основании всестороннего анализа дефектов подземного пешеходного перехода с учетом причин, вызвавших их, произведена классификация дефектов и объединение их на группы.

Все повреждения, оказывающие влияние на такие важные эксплуатационные характеристики сооружения как долговечность и безопасность движения транспорта и пешеходов, отнесены к определенной категории (по пятибалльной шкале) в зависимости от способа их устранения.

11. Проверка конструктивных элементов, находящихся на неповрежденных участках пешеходного перехода с ненарушенной гидроизоляцией и в которых отсутствуют дефекты, показывает, что они могут эксплуатироваться под современными нагрузками в соответствии со СНиП 2.05.03-84* без ограничений и для поддержания таких конструкций в исправном состоянии требуются только работы текущего содержания.

Пирадов К.А., Мамаев Т.Л., Кожобеков Т.А.

**НОВЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОРОЗОСТОЙКОСТИ
БЕТОНА НА ОСНОВЕ ФУНДАМЕНТАЛЬНЫХ
ПОЛОЖЕНИЙ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ**

Морозостойкость — свойство бетона длительно сохранять плотность при многоцикловых термовлажностных воздействиях, в том числе при изменениях фазовых состояний воды, заполняющей дефекты в структуре бетона. Иными словами, морозостойкость определяется структурой бетона, интегральными характеристиками которой являются силовые и энергетические параметры механики разрушения — критические коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве

K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} , а также энергия разрушения G_c . Так как все дефекты в структуре бетона представляют собой трещины (с различными параметрами и радиусами кривизны в вершинах), то каждый такой дефект характеризуется своим значением K_I и K_{II} .

Существующие методы определения морозостойкости бетона требуют проведения объемных и, самое главное, длительных экспериментальных исследований, в обязательном порядке в условиях лаборатории. Сегодня при огромных объемах производства бетона и изделий из него это неприемлемо. Необходимо в производственных условиях оценивать качество изделий или конструкций с позиции обеспечения требуемой морозостойкости, т.е. нужен такой критерий, который корректен при его определении и позволяет судить о стойкости бетона к циклическим низкотемпературным воздействиям. Выполненные экспериментальные исследования показали, что морозостойкость может быть спрогнозирована теоретически по результатам определения критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} .

В производственных условиях возможно определение K_{Ic} на основе существующего метода нахождения прочности бетона при испытаниях на отрыв со скалыванием. Этот метод заключается в том, что выбуренный в бетонном массиве шпур радиусом r вставляется специальное анкерное устройство, которое затем выдергивается с помощью пресс-насоса [2]. При этом вместе с анкерным устройством от массива отделяется часть бетона в виде конуса с максимальным радиусом разрушения l и высотой l . По монументу определяется усилие вырыва конуса из массива бетона.

Если задаться распределением главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени, нормальные напряжения σ_r при старте трещины определяется из:

$$\sigma_r = \frac{3P(\cos^2(90 - \alpha) - \sin 2(90 - \alpha))}{2\pi r^3(1 + \frac{r^2}{l^2} \operatorname{tg} \alpha)} \quad (1)$$

где: P — усилие вырыва; α — угол между образующей конуса разрушения и осью шпура; $\alpha = \operatorname{arctg}(R/l)$.

Величина K_{Ic} на основе решения [3] о полукруговом диске с краевой трещиной, когда круговая граница закреплена, рассчитывается по зависимости:

$$K_{Ic} = \sigma_r \sqrt{2\pi l} [0,8 / ((R/l)^3 - 1) + 0,7]. \quad (2)$$

На основе этого значения K_{Ic} (определяемого из опыта) прогнозируется:

- 1) изменение прочности бетона после 200 циклов "замораживание-оттаивание";
- 2) изменение трещиностойкости бетона при деформациях нормального отрыва и поперечного сдвига после 200 циклов "замораживание-оттаивание", по зависимости, полученным в ходе экспериментальных исследований, где составы бетонов проектировались по 4-х факторному плану с 15 точками наблюдения и определителем нормированной ковариационной матрицы $M^{-1} = 1,24 \cdot 10^6$:

$$K_{Ic}(200) / K_{Ic} = -0,86K_{Ic}^2 + 1,44K_{Ic} - 0,18; \quad (3)$$

$$K_{IIc}(200) / K_{IIc} = -2,21K_{IIc}^2 + 13,15K_{IIc} - 0,51; \quad (4)$$

$$R_m(200) / R_m = -1,8K_{Ic}^2 + 3,11K_{Ic} - 0,52. \quad (5)$$

Марка бетона по морозостойкости устанавливается по таблице в зависимости от величин $K_{Ic}(200) / K_{Ic}$ и $R_m(200) / R_m$.

Метод позволяет в производственных условиях прогнозировать морозостойкость, контролировать качество конструкций и выбраковывать некачественные изделия.

Изменен: пара- метров после 200 ЦЗО	Марка по морозостойкости F													
	F25	F35	F50	F75	F100	F150	F200	F300	F400	F500	F600	F800	F1000	
$R_m(200)/R_m$	0,78	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	
$K_{Ic}(200)/K_{Ic}$	0,4	0,5			0,6		0,7	0,8		0,85	0,9	0,94		
$K_{IIc}(200)/K_{IIc}$	0,55	0,6		0,75		0,8		0,9			0,92		0,95	

ЛИТЕРАТУРА

1. Гузев Е.А.; Леонович С.Н.; Пирадов К.А. Механика разрушения: вопросы теории и практики. – Брест, 1999. – 217 с.
2. ГОСТ 22690-88. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 25 с.
3. Srivastava K.N.; Kumar M. A note on the problem of edge crack in a semi-circular plate. // Int. J. Fract. – 1976. – 12, N4. – p.645-646.

УДК 624.014

Сенющенко М.А., Юдин Ю.Я., Клименок С.И.

ОБСЛЕДОВАНИЕ, РАСЧЕТ И УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ ГОРЯЧЕГО ЦЕХА №1 ОАО "СТАРЬСТЕКЛО"

Горячий цех №1 ОАО "Старьстекло" имеет несущие металлические фермы покрытия двух типов: (1) арочные клепанные пролетом 25,8 м, год возведения 1910; (2) сварные скатные пролетом 24 м послевоенных лет восстановления.

Цех №1 и его конструкции имеют особые условия, составляющие дополнительную сложность исследования:

- слабоагрессивная среда (повышенная температура – в уровне шатра 130°C, пыленаслоения из затвердевшей силикатной корки высотой до 200 мм на стержнях ферм), создающая дополнительные воздействия и нагрузки;
- отсутствие первичного проекта, и как следствие, необходимость выполнения обмерных чертежей;
- отсутствие данных о марках применяемых сталей, и как следствие, необходимость вырезки образцов металла и их испытания;
- применение устаревших и нетиповых профилей, отсутствия ГОСТа как на дореволюционный прокат в клепанных фермах, так и на обрезные уголки в сварных фермах – что вызвало необходимость натурных обмеров всех доступных профилей и замены нетиповых сечений на ближайшие аналоги;
- полное отсутствие связей по нижним поясам арочных клепанных ферм, ухудшающее местную устойчивость;
- частая и многообразная реконструкция в цехе, сопровождаемая внеузловой подвеской монорельсов по нижним поясам ферм и передачей дополнительных динамических нагрузок;

- нарушение правил монтажа при ремонте печей, при котором несущие конструкции шатра (фермы, прогоны) использовались для подвески лебедок и подъема тяжелых грузов;
- возможная остановка производства (имела место в годы войны и в 1992-1993 годах) и как следствие - возможное появление снеговой нагрузки на покрытие.

Места вырезки уголков длиной 0,5 м из элементов сварных и клепанных ферм покрытия показаны на рис. 1, 2. Из каждого вырезаемого уголка фрезеровкой изготавливались по 4 плоских образца для испытания на растяжение на разрывной машине ИМ-12А, и несколько образцов 10×10×55 мм для испытания на ударную вязкость на маятниковом копре МК-30.

Элементы сварных ферм по химсоставу могут быть отнесены к стали 2кп и 3сп по ГОСТ 380-88, а элементы клепанных ферм - к стали 2кп. Механические свойства стали, указанные в сертификатах ЦЗЛ ОАО "Арсенал", показали следующие минимальные значения предела текучести σ_t , предела прочности σ_b и ударной вязкости a_k при обычной и повышенной (100°С) температурах:

Таблица 1.

№ образца	Место вырезки образца	Физико-механические характеристики сталей				
		σ_t , кг/см ²	σ_b , кг/см ²	δ , %	ψ , %	a_k , кг-м/см ²
1	раскос фонаря сварной фермы	2740	4140	31	52	-
		3040	4350	-	-	24
2	раскос фонаря сварной фермы	3040	5130	-	-	18
		3030	4820	-	-	16,5
3	нижний пояс клепанной фермы	2160	3760	-	-	19,4
		2340	3700	-	-	(20)
4	стойка клепанной фермы	2760	4050	-	-	-
		2670	3940	-	-	-

Примечание. В числителе указаны характеристики сталей при обычной t° , в знаменателе - при повышенной $t = 100^\circ\text{C}$.

Фактическое состояние некоторых несущих конструкций вызывает опасность их эксплуатации в следующих местах, что может вызвать местное разрушение покрытия при неблагоприятном сочетании нагрузок и воздействий.

1. Коньковые решетчатые прогоны арочных ферм по осям I-III над ванной печью находятся в аварийном состоянии, также как 2 наклонных решетчатых прогона под фонарем по осям II-III, что вызвано разрушением верхнего пояса коньковых прогонов и остаточными прогибами наклонных прогонов и крестовых связей над ванной печью, вследствие перегрузки данных конструкций при ремонте ванной печи.

2. Монтаж без проекта и расчета монорельсов и кронштейнов подвесных кранов по всем фермам цеха №1 с внеузловой передачей нагрузки вызывает перегрузку опорных раскосов арочных ферм по обеим сторонам вдоль цеха и перегрузку стержней нижнего пояса сварных ферм по отдельным панелям.

3. Отсутствие связей по нижним поясам всех арочных ферм может вызывать по расчету потерю устойчивости вторых от края стоек, имеющих довольно слабое сечение из уголков 50×50×5. Кроме того, тормозные нагрузки от подвесного крана также передаются непосредственно на опорный раскос нижнего пояса, и без того перегруженного вертикальной крановой нагрузкой.

4. Нераскрепленный связями в горизонтальной плоскости нижний пояс арочных ферм имеет большую расчетную длину $l_0 > 25$ м, что приводит к фактическому снижению собственной частоты горизонтальных колебаний до 2 Гц, т.е. теоретически ферма приближается к состоянию местной потери устойчивости. Устойчивость верхнего пояса арочных ферм обеспечивается частыми прогонами кровли из одиночных уголков через 0,3 м и жестким диском стального настила.

5. Перегрузка решетчатых стоек рам с арочными фермами вызвала ранее необходимость их обетонирования. Однако, плохое качество бетонных работ на отдельных колоннах в осях Л, Т привело к разрушению бетона. По колоннам Т7-Т9 видны отслоения бетона по внутренней стороне и отслоение бетонной обоймы в основании колонны (над фундаментами), а также заполнение из силикатных кирпичей вместо бетона, т.е. налицо фактическое нарушение связности бетона с металлом, и как следствие – отсутствие совместной работы бетона и металлических решетчатых стоек в качестве жесткой арматуры.

6. Не выполнены рекомендации 1994г. об устранении внеузловое крепления подвесок воздухопроводов к арочным фермам.

7. Скопление силикатной пыли в виде затвердевшей рубашки на нижних поясах и раскосах приводит как к дополнительному нагружению ферм, так и к невозможности наблюдения за состоянием коррозии и геометрических дефектов стержней.

Фермы обеих типов жестко соединены со стойками; клепаные фермы – с решетчатыми стойками $a = 330 \times 330$ мм из 4-х уголков $57 \times 57 \times 8$ мм, а сварные фермы – с мощными двутавровыми колоннами сплошного сечения. Это позволяет в качестве расчетной схемы клепаных ферм предложить плоскую раму, в которой ферма соединена со стойками с помощью жестких вставок (рис.3), имитирующих эксцентриситет сопряжения опорных узлов со стойкой ($a/2 = 165$ мм). Расчетная схема сварной фермы принята без учета жестких колонн, т.е. с жестким закреплением концов ферм (рис. 4).

Расчетные усилия в фермах и балках покрытия определялись от всех нормируемых СНиП нагрузок, кроме температурной. Ветровая нагрузка не учитывалась по причине ее разгружающего характера (ветровой отсос при малом уклоне крыши). Расчетное сопротивление стали клепаных ферм заложено в расчет $R = 2000$ кг/см², сварных ферм – $R = 2100$ кг/см², что соответствует данным натуральных испытаний образцов ферм с запасом.

Расчеты ферм выполнялись по двум программам (табл. 2):
– FOROS (автор профессор Ю.Я.Юдин, инж. В.А.Ильичев) по шарнирной схеме (с условной узловой передачей крановой нагрузки);
– INTAB13 (автор Н.Н.Шапошников, программист Л.М.Шварцман) по рамной схеме с жесткими узлами и внеузловой передачей крановой нагрузки.

Уточнение изгибных напряжений в стержнях нижнего пояса от крановой нагрузки по программе FOROS выполнялось по величине местного изгибающего момента $\Delta M = Qd/4$, где $Q = 1,3$ т – крановая нагрузка, d – размер панели фермы с крановой нагрузкой.

Минимальные коэффициенты запаса, меньше единицы, получены расчетом в опорном раскосе арочной фермы ($n = 0,78$ и $0,8$ по программам FOROS и INTAB13 соответственно), где действует внеузловая передача крановой нагрузки, с учетом снеговой нагрузки в случае остановки горячего цеха в зимнее время.

Кроме того, коэффициент запаса $n = 0,87 < 1$ получен по программе INTAB13 в решетчатой стойке рамы без учета ее обетонирования, что имеет место по колоннам Т-7, Т-9.

В сварной ферме минимальный коэффициент запаса составляет $n = 1$ для нижнего пояса, где также действует внеузловая крановая нагрузка.

Во вторых (от края) стойках арочной фермы (стержни №29, 49) коэффициент запаса составляет $n = 0,53 < 1$, что объясняется полным отсутствием связей по нижнему поясу фермы, в том числе во 2-й и 11-й панелях. Сжатие нижнего пояса в двух крайних панелях (стержни 1-2, 11-12) и стоек не обеспечивает устойчивость их из плоскости фермы, поскольку расчетная длина стоек 29, 49 из плоскости в 2 раза превышает их длину в плоскости при весьма малом сечении стоек.

Усиление сварной и арочной ферм дополнительными подвесками или шпренгельной решеткой исключает внеузловую передачу крановой нагрузки и повышает минимальный коэффициент запаса в арочной ферме до $n = 1,6$, в сварной ферме – до $n = 1,9$.

Установка связевых ферм по двум парам крайних панелей нижнего пояса арочных ферм по всей длине цеха (оси I-IX) (рис. 1), для обеспечения местной устойчивости опорных раскосов и вторых от края стоек повышает коэффициент запаса в стойке до $n = 1,6$.

Все остальные несущие металлические конструкции покрытия (прогоны и балки) имеют достаточный коэффициент запаса.

Результаты расчета и обследования несущих металлоконструкций позволяют предложить следующие мероприятия по усилению, правильной эксплуатации и техническому надзору за состоянием цеха №1.

1. Установить решетку усиления в крайних панелях арочных ферм и во всех панелях сварных ферм, где есть внеузловая передача крановой нагрузки (рис. 1, 2), для исключения внеузловой подвески кранов. Это повысит минимальный коэффициент запаса в арочной ферме до 1,6, в сварной ферме – до 1,9.

2. Установить связевые фермы по двум парам крайних панелей нижнего пояса арочных ферм по всей длине цеха (оси I-IX, рис. 3), для обеспечения местной устойчивости опорных раскосов и вторых от края стоек. Коэффициент запаса в стойке повысится при этом до 1,6.

3. Установить одиночные продольные связи по центру нижнего пояса арочных ферм по всей длине цеха (рис. 3) для уменьшения расчетной длины нижнего пояса, а также для увеличения собственной частоты горизонтальных колебаний.

4. В период плановой остановки ванной печи выполнить реконструкцию поврежденных коньковых и наклонных прогонов и крестовых связей покрытия над ванной печью с заменой их на заранее изготовленные новые элементы (оси I-III).

5. Очистить стержни и узлы ферм в период плановой остановки цеха от пыли, зачистить химическими средствами ржавчину и выполнить окраску металла специальными красками для высоких температур (до 120°C).

6. Разработать проект усиления крайних колонн по осям Л, Т. Организовать наблюдение за состоянием дефектов этих колонн, имеющих по расчету недостаточный коэффициент запаса $n = 0,87 < 1$, и при обнаружении новых повреждений бетона или искривлений металлических стоек и обоям усиления немедленно вызвать специалистов.

7. Выполнить предписание 1994г. об устранении внеузлового крепления подвесок, воздухопроводов к арочным фермам.

Авторы благодарят руководство ОАО "Старьстекло" за постоянное внимание и поддержку при проведении обследований и научных исследований.

Сводная таблица результатов статических расчетов несущих металлоконструкций цеха №1

Тип конструкций	Элементы конструкции	Сечение элемента	Характеристики сечения		Расчетные усилия, т		Исходный вариант конструкции		Вариант с усилением фермы и связями		Вариант с усилением крановых панелей фермы и стоек рамы	
			F, см ²	J _x , см ⁴	M _{расч} , тм	N _{расч} , т	σ_{max} , кг/см ²	$n = \frac{R}{\sigma_{max}}$	σ_{max} , кг/см ²	$n = \frac{R}{\sigma_{max}}$	σ_{max} , кг/см ²	$n = \frac{R}{\sigma_{max}}$
Арочная ферма, программа INTAB13, R=2000 кг/см ²	29		9.6	57.8	0	-8.619	-3740	0.53	-1267	-1188	1.6	1.7
	30		10.82	32	0	9.255	855	2.3	854	799	2.3	2.5
	31		9.6	57.8	0	-7.724	-1112	1.8	-1115	-1125	1.8	1.8
	73-75		34.34	257.2	0.9	-9.354	-2480	0.8	-1015	-872	2	2.3
Арочная ферма, программа FOROS, R=2000 кг/см ²	64		32.6	7061	-7.94	-14.2	-2291	0.87	-2280	-84.5 (R=200)	0.88	2.4
	1 (57-59)		34.34	257.2	0	12.4	-971 (-2570)	2.06 (0.78)	475		4.2	
	29		9.6	57.8	0	-4.8	-699	2.86	-699		2.86	
	30		10.82	32	0	4.8	443	4.5	443		4.5	
Сварная ферма, программа INTAB13, R=2100 кг/см ²	31		9.6	57.8	0	-3.9	-582	3.4	-582		3.4	
	1		38.4	358	-0.1	-15.86	-985	2.1	-988		2.1	
	18		44.4	292	0.09	25.8	793	2.6	581		3.6	
	26		44.4	292	0	25.446	-1104	1.9	-1104		1.9	
Сварная ферма, программа FOROS, R=2100 кг/см ²	53		38.4	358	0.91	4.775	1946	1.1	212		10	
	1		38.4	358	0	-15.15	-963	2.18	-963		2.2	
	18		44.4	292	0	24.2	545	3.8	545		3.8	
	26		44.4	292	0	-23.7	-1047	2	-1047		2	
	2		38.4	358	0 (1.0)	4.3	112 (2115)	1.8 (0.993)	112		1.8	

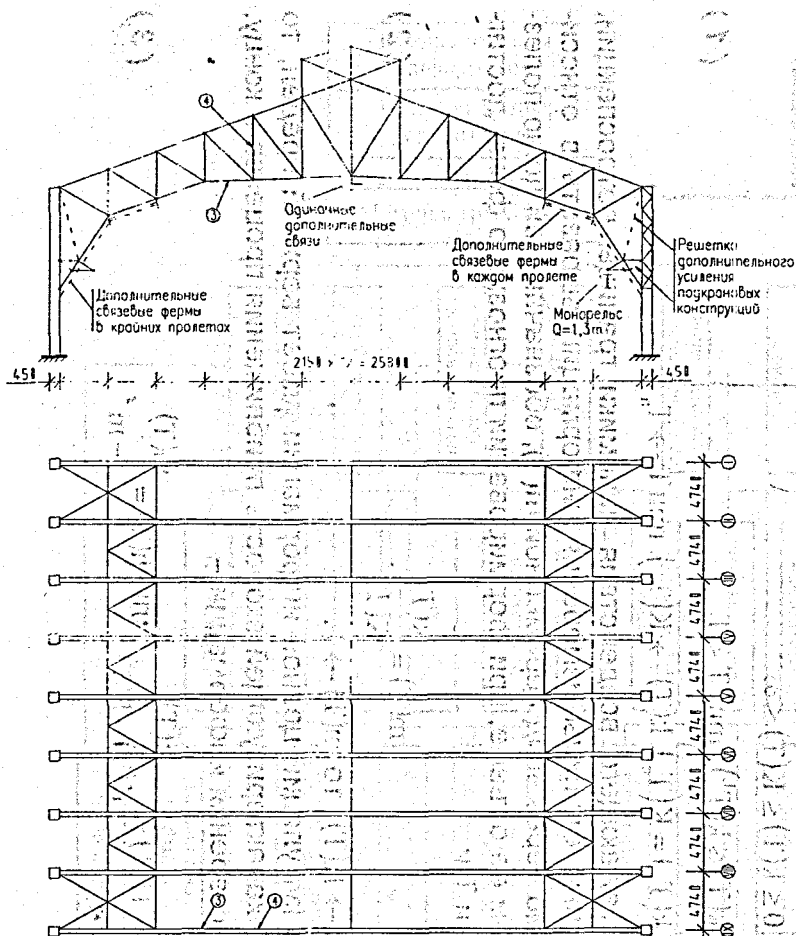


Рис.2. Схема решетки усиления подкрановых конструкций арочных ферм и план установки дополнительных связей по нижним поясам.

Примечание.

Цифрами ③ и ④ обозначены номера образцов, вырезаемых из нижнего пояса и стойки арочной фермы по оси IX, для испытания на растяжение и ударную вязкость

К ПРОБЛЕМЕ ПРОГНОЗНЫХ И ОПТИМИЗАЦИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ИНЖЕНЕРНЫХ ОБЪЕКТОВ

Современные экологические условия и состояние геосреды обуславливают актуальность исследований в области повышения эксплуатационной надежности всех инженерных объектов.

Анализ имеющихся исследований [1, 2, 3, 4] по технической и технологической надежности позволил нам разработать концептуальную схему прогнозных исследований в области повышения эксплуатационной надежности инженерных объектов (рис. 1).

Как видно из рис. 1 одним из важнейших элементов концептуальной схемы является предпрогнозная ориентация с матрицей требований по целям, уровню общности, особенностям и закономерностям формализации, условиям информативности и периоду упреждения.

Не менее важен и элемент корректировки сформированной (принятой) прогнозной модели с матрицей старения предпрогнозной информации и ориентации, который сегодня наименее изучен.

Задача изучения процесса старения информации состоит в анализе кумулятивной функции $k(T)$ во времени, под которой понимается глубина ретроспекции, выраженная в информационных единицах, т.е. элементах, которые могут восприниматься и использоваться самостоятельно на момент времени T .

Процесс кумуляции ретроспективной информации состоит в том, что объем полезной информации по мере увеличения ретроспекции все время увеличивается, достигая в некоторый момент $T=T_k$ значения $K(T_k)$, т.е.

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq k(T) \leq K(T) \leq \infty \\ k(T) \leq k(T') \text{ при } T < T' \\ k(T_n) = K(T_n), k(T) \rightarrow K(T_n), \text{ при } T \rightarrow T_n \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Для устранения искажающего воздействия динамики границы ретроспекции, целесообразно абсолютные единицы измерения информации выразить в относительных, что осуществимо через ввод переменной $m(T)$, обозначающей долю полезной информации в общем ее объеме, при формировании прогнозного фона, достигнутого к моменту времени T и

$$m(T) = \frac{k(T)}{K(T)}. \quad (2)$$

При этом если $k(T) \rightarrow K(T)$, то $m(T) \rightarrow 1$.

Поскольку процесс кумуляции ценной информации имеет верхний предел, то введением переменной, характеризующей скорость приближения процесса к концу, можно определить темп старения информации –

$$H(T) = \frac{\dot{k}(T)}{K(T) - k(T)} \text{ или } h(T) = \frac{\dot{m}(T)}{1 - m}, \quad (3)$$

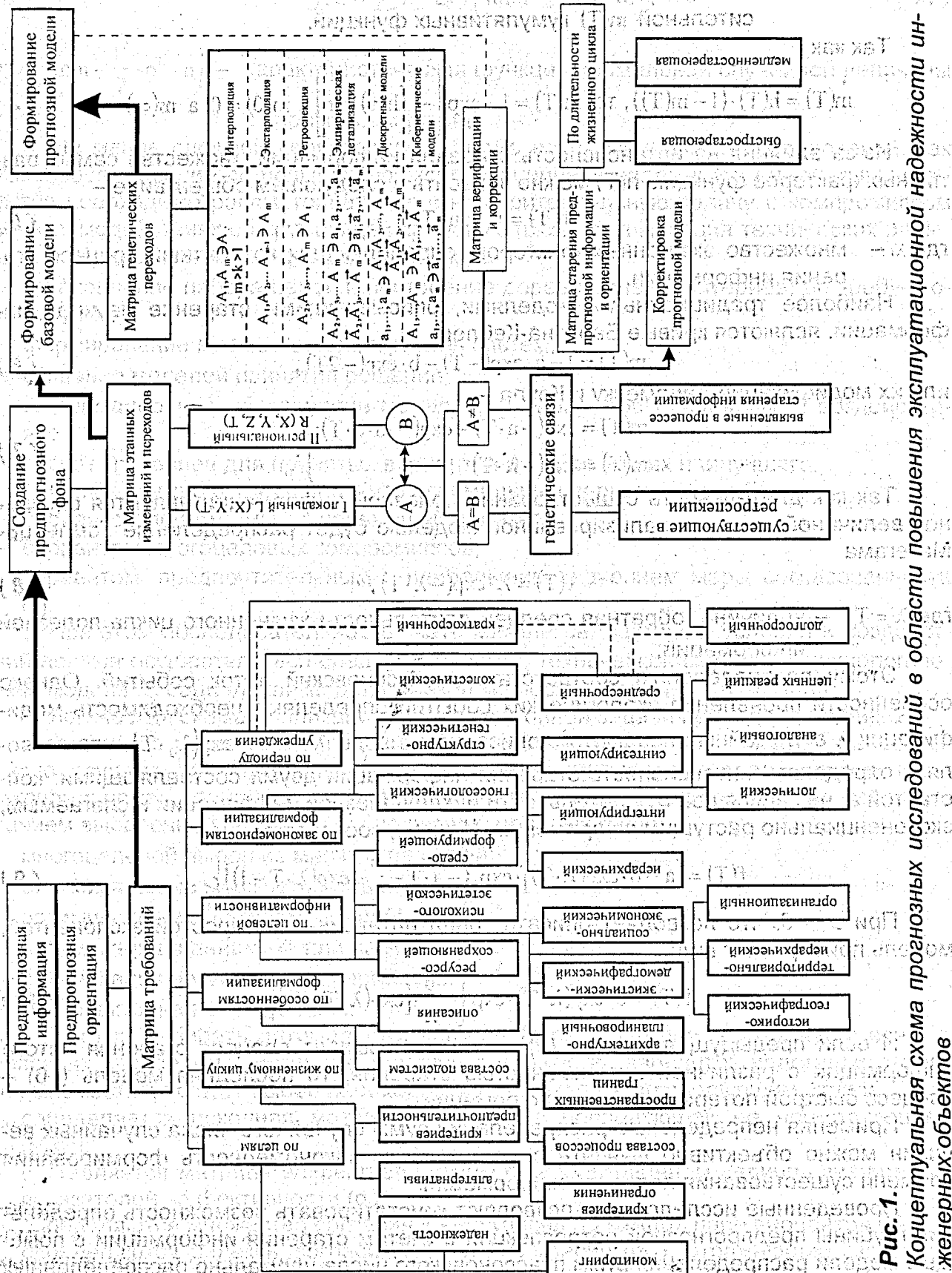


Рис. 1 Концептуальная схема прогнозных исследований в области эксплуатационной надежности инженерных объектов

где $H(T)$ и $h(T)$ – интенсивности старения информации для абсолютной $k(T)$ и относительной $\dot{m}(T)$ кумулятивных функций.

Так как

$$\dot{m}(T) = h(T) \cdot (1 - m(T)), \text{ то } m(T) = 1 - \exp \left[- \int_0^T h(\tau) \cdot d\tau \right] \text{ и } m(0) = 0, \text{ а } m(\infty) = 1. \quad (4)$$

Из-за влияния на интенсивность старения информации множества самых различных факторов функцию $h(T)$ можно записать в следующем общем виде –

$$h(T) = h(T, m(T), x_i), \quad (5)$$

где x_i – множество экзогенных факторов, определяющих конкретный процесс старения информации.

Наиболее традиционными моделями, описывающими старение научной информации, являются кривые Бартона-Кеблера

$$m(T) = 1 - a \cdot \exp(-T) - b \cdot \exp(-2T), \quad (6)$$

или их модификации Аврамеску и Коула –

$$\left. \begin{aligned} m(T) &= \exp(-a \cdot T) - \exp(-m \cdot a \cdot T); \\ m(T) &= \exp(-\lambda \cdot T) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Так как длительность существования полезной информации является случайной величиной, то ее идеализированной моделью будет распределение Гомперца-Макегама

$$f(T) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot T), \quad (8)$$

где $\lambda = T_0^{-1}$ – величина, обратная средней длительности жизненного цикла полезной информации.

Этому распределению соответствует пуассоновский поток событий. Однако особенности проявления экологических событий определяют необходимость модификации λ в случайный параметр с описанием в виде $\lambda = a + b \cdot \exp(\lambda_0 \cdot T)$, что позволяет определять интенсивность старения информации двумя составляющими: константой a , не зависящей от длительности цикла полезной информации и слагаемым, экспоненциально растущим со временем. И тогда, соответственно –

$$f(T) = [a + b \cdot \exp(\lambda \cdot T)] \cdot \exp \left\{ -a \cdot T - \frac{b}{\lambda} \cdot [\exp(\lambda \cdot T) - 1] \right\}. \quad (9)$$

При $a = 0$, что позволяет описать тренд интенсивности простой экспонентой, модель приобретает вид:

$$f(T) = b \cdot \exp(\lambda \cdot T) \cdot \exp \left\{ -\frac{b}{\lambda} \cdot [\exp(\lambda \cdot T) - 1] \right\}. \quad (10)$$

И если предыдущая модель (9) хорошо описывает процесс старения потока информации с различной интенсивностью старения, то последняя модель (10) – процесс быстрой потери ценности информации.

Применяя непределенные распределения сумм случайного числа случайных величин можно объективно выявить статистическую закономерность формирования времени существования полезной информации.

Проведенные исследования позволяют констатировать возможность определения глубины предпрогнозной ретроспекции с учетом старения информации с помощью модели распределения сумм пуассоновского числа нормально распределенных случайных величин –

$$\Phi_z(t) = \sum_{n=0}^{\infty} P_n \cdot \exp\left(itmn - \frac{t^2}{2} \cdot \sigma^2 \cdot n\right), \quad (11)$$

где $\left(itmn - \frac{t^2}{2} \cdot \sigma^2 \cdot n\right)$ — характеристическая функция нормальной случайной величины с параметрами m и σ .

Не менее сложной является и проблема оптимизационных исследований, так как любое решение по повышению эксплуатационной надежности инженерных объектов необходимо рассматривать как многокритериальную задачу с компромиссом во взаимодействиях с окружающей средой. Отсюда оптимизация технических решений требует решения следующего ряда задач:

- установление набора целей и построение дерева целей (критериев) до требуемого уровня;
- формирование множества альтернатив систем;
- создание моделей принятия решений;
- информационное обеспечение моделей по параметрам, условиям и воздействиям;
- расчет критериев для принятых вариантов и выбор из них наилучшего.

Однако нужно иметь в виду, что оптимальный вариант может быть:

- вариантом приемлемым с наивысшей полезностью;
- вариантом многоцелевых компромиссов;
- вариантом, предпочтительным с наибольшим значением меры согласованности [1].

При этом последовательность учета комплекса факторов, условий и воздействий должна осуществляться следующей схеме: техническая модель \Rightarrow технологическая модель \Rightarrow социальная модель \Rightarrow экономическая модель.

Логическая схема реализации оптимизационной задачи приведена на рис. 2.

Анализ ее показывает, что выбор оптимального решения наиболее целесообразно осуществлять по группе критериев эффективности и предпочтительности (экономической, социально-природной, технолого-конструктивной и т.д.) с использованием выборочной реализации следующих целевых групп:

- многоцелевой выбор из множества целей;
- оптимизация на множестве объектов;
- оптимизация из множества целей;
- оптимизация в динамике или на множестве условий;
- оптимизация на множестве вариантов;
- многовекторная оптимизация.

Так как выбирать оптимальный вариант (стратегию) приходится чаще всего в условиях неопределенности, т.е. наличия в множестве вариантов недоминируемого подмножества, то этот выбор необходимо осуществлять по следующим этапам:

- определяется исходная матрица решений с последующей ее нормализацией (РЭР);
- составляется матрица эффективности (F) с использованием величин значимости показателей эффективности (q_i);
- определяются множества согласия и несогласия по каждой паре вариантов (H_{kc});
- определяются индексы согласия (C_{kc}) и несогласия (d_{kc}), отражающие взаимную предпочтительность;

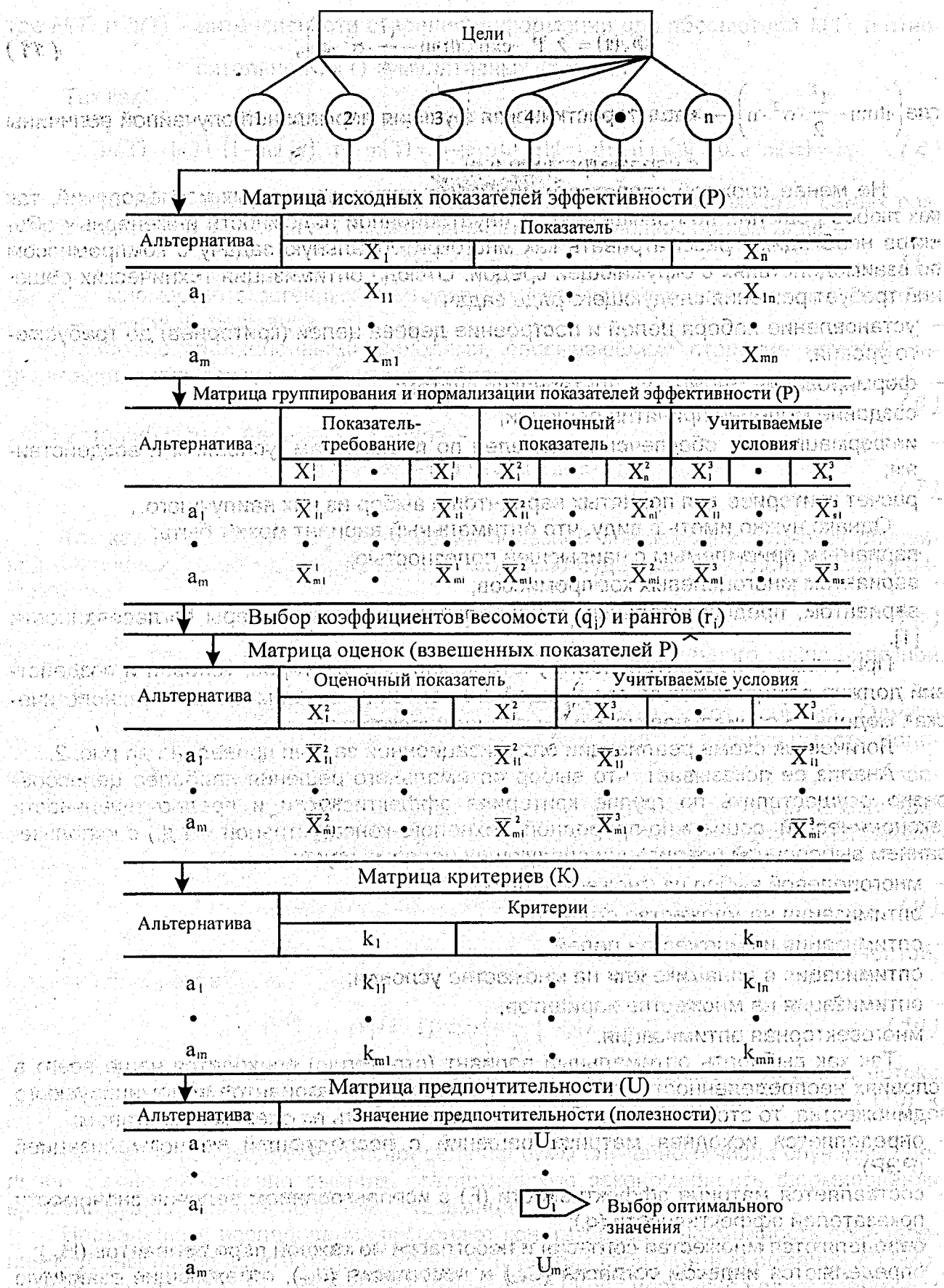


Рис. 2. Логическая схема реализации задачи по выбору оптимального решения

- составляется агрегированная матрица доминирования (D_a);
- отбраковываются менее предпочтительные варианты, как по критерию согласия, так и несогласия.

Аналогично реализуется и проблема упорядочения вариантов по предпочтительности, при этом необходимо использовать системы как кардинальных (материально осязаемых ценностей), так и ординальных (неосязаемых ценностей) показателей [2].

Не менее существенна и проблема направленного улучшения выбранного варианта, которая решается на базе общей функции полезности, учитывающей как независимость по предпочтительности (НПР), так и независимость по полезности (НПО). Блок-схема общей функции полезности имеет следующий вид:

- определение взвешенной нормированной матрицы (P_n);
- определение идеального (a_n) и негативно-идеального ($a_{ни}$) вариантов;
- определение меры раздельности (L_i) между выбранным (i -ым), идеальным (a_i) и негативно-идеальным ($a_{ни}$) вариантами;
- определение относительной близости (K_i) i -ых вариантов к идеальному;
- проверка выполнения свойств НПР и НПО;
- определение возможной формы общей функции полезности (U_x);
- расчеты локальных значений общей функции полезности по вариантам (V_i);
- реализация процедуры улучшения выбранного варианта.

Требования технолого-конструктивной и социально-экономической совместимости технических решений по повышению эксплуатационной надежности инженерных объектов позволяет общую функцию полезности выразить в мультипликативной форме вида –

$$U(x_i) = \frac{1}{k} \cdot \prod_{i=1}^n [1 + k_1 \cdot k_2 \cdot U_i(x_i)] - 1; \quad \sum_{i=1}^n k_i \neq 1; \quad (12)$$

где: U_i – функции полезности;

k – детерминированные коэффициенты;

n – множества кардинальных и ординальных показателей.

Минимально возможное число показателей для общей функции полезности – 5.

В настоящее время нами адаптируется общая функция полезности с 15 показателями, на базе варианта многоцелевых компромиссов, наивысшей полезности и наибольшего значения меры согласованности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мартыщенко Л.А. Математические задачи теории малых выборок и их приложение к испытаниям сложных технических систем. – Л.: МО СССР, 1975.
2. Райфа Г. Анализ решений. – М.: Колос, 1980.
3. Шведовский П.В и др. Выбор оптимальных решений в строительстве. – М.: ЦКНИ-ЭПСис, 1990, 340с.
4. Шведовский П.В. и др. Реконструкция сельскохозяйственных объектов. – Мн.: Ураджай, 1989, 200с.



VII Международный научно-методический семинар
"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"

Секция VI

НОВЫЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ТЕХНОЛОГИИ,
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.154.33.001.4

Ермашов В.П., Машкарев Д.Г., Кудин Д.П.

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ИСПЫТАНИЕ
ВИБРОНАБИВНЫХ СВАЙ ПИРАМИДАЛЬНОЙ ФОРМЫ

Практика фундаментостроения показывает, что свайные фундаменты являются одним из наиболее применяемых решений в сложных инженерно-геологических условиях. В настоящее время массовое применение получили главным образом забивные железобетонные сваи, что не всегда является оправданным. Зачастую при определенных условиях более экономически эффективным и технически целесообразным является использование набивных свай. Однако, существующие способы их изготовления имеют ряд недостатков, например потребность в крупногабаритных дорогих механизмах, большая энергоемкость технологий, сложность применения в водонасыщенных грунтах и другие.

Альтернативой существующим способам изготовления набивных свай могут стать вибронабивные сваи [1], эффективность их возрастает в сочетании с технологией виброфлотации грунтов. Технология закрепления слабых водонасыщенных грунтов методом виброфлотации позволяет значительно увеличить несущую способность основания, при этом исключается потребность в сложном громоздком обо-

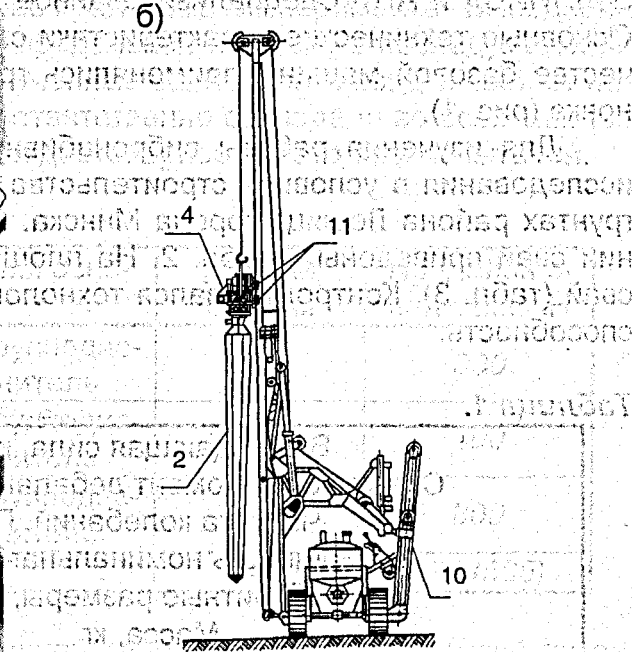
В проведении экспериментов участвовал инж. В. Ю. Кива

рудовании, а также появляется возможность ведения работ в стесненных условиях и при реконструкции зданий и сооружений [2].

а)



б)



в)

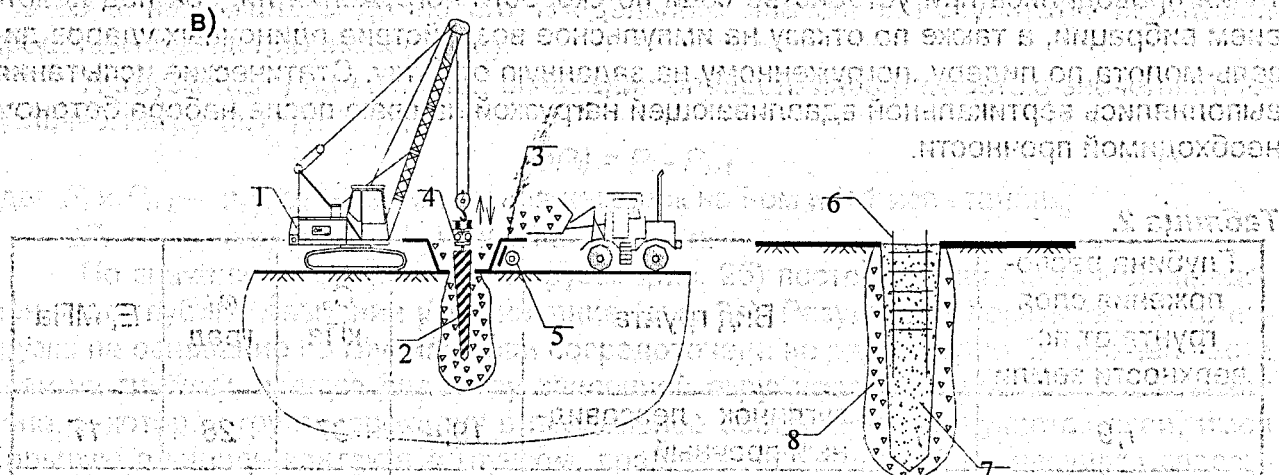


Рис. 1.

Виброфлотационный агрегат на базе гусеничного крана (а) и сваебойной установки (б); в) технологическая схема устройства вибронабивной сваи; 1 – базовая машина; 2 – лидер; 3 – вибробункер; 4 – вибропогружатель; 5 – вибратор; 6 – арматурный каркас; 7 – бетонная смесь; 8 – виброуплотненное основание

Технологический процесс устройства вибронабивных свай на основаниях, закрепленных по методу виброфлотации, состоит из следующих основных операций: вибропогружение лидера в грунт; заполнение вибробункера жесткой бетонной смесью; виброфлотация скважины с образованием жестких уплотненных стенок скважины; установка арматурного каркаса; заполнение скважины бетонной смесью с уплотнением.

При устройстве виброфлотационных свай использовано технологическое оборудование, разработанное и изготовленное специалистами НИЭП ГП «Институт БелНИИС» и АП «Специализированное управление механизации №96» г. Минска. Основные технические характеристики силового агрегата В402 даны в табл.1. В качестве базовой машины применялись грузоподъемный кран или сваебойная установка (рис. 1).

Для изучения работы вибронавивных свай произведены экспериментальные исследования в условиях строительства каркасного здания школы на лессовидных грунтах района Лошица города Минска. Основные характеристики грунта в основании свай приведены в табл. 2. На площадке испытанию подвергнуты четыре типа свай (табл. 3). Контролировался технологический процесс устройства и их несущая способность.

Таблица 1.

Вынуждающая сила, кгс	27000
Статический момент дебалансов, кН*м	не менее 1200
Частота колебаний, Гц	23,8±1
Мощность номинальная, кВт	не более 55
Габаритные размеры, мм	1500×1100×2400
Масса, кг	3240

Сваи испытаны на динамическую и статическую нагрузки. Динамические испытания проводились при устройстве свай по скорости погружения лидера под действием вибрации, а также по отказу на импульсное воздействие одиночных ударов дизель-молота по лидеру, погруженному на заданную отметку. Статические испытания выполнялись вертикальной вдавливающей нагрузкой на сваю после набора бетоном необходимой прочности.

Таблица 2.

Глубина расположения слоя грунта от поверхности земли	ИГЭ	Вид грунта	γ_n , кН/м ³	C_n , кПа	φ_n , град	E, МПа
1,9	1	суглинок лессовидный прочный	19,4	37	28	17
1,2	2	песок мелкий	16,5	-	32	15
1,7	1	суглинок лессовидный прочный	19,4	37	28	17
4,5	3	суглинок лессовидный средней прочности	20,2	29	29	12
11,8	4	пески гравелистые	19,0	1	39	33
16	5	супесь прочная	22,1	50	29	42

При статических испытаниях определялась осадка и несущая способность свай, а также послойное распределение нагрузки от свай на основание по глубине. Основной аспект методики определения характера распределения нагрузки по глубине состоял в разбивке основания в пределах длины эталонной металлической

сваи на n слоев и поочередном выключении участков сваи из совместной работы с основанием при фиксации соответствующих нагрузок.

До начала этих испытаний проверялась методика эксперимента. Выполнено три опыта, в которых сваи нагружались до предельной нагрузки с последующей их разгрузкой. При этом экспериментально полученные зависимости осадки сваи от нагрузок и размер их предельных значений соответственно совпадали во всех опытах. Контрольные опыты подтвердили строгость и достоверность методики испытаний.

Таблица 3.

Материал ствола сваи	Способ усиления основания	Длина сваи, м	Предельная нагрузка, кН
Щебень	Вибрация + крупнодисперсный заполнитель	2	300
Щебень	Вибрация + крупнодисперсный заполнитель	4	400
Бетонная смесь	Вибрация + крупнодисперсный заполнитель	4	800
Металл (эталон)	вибрация	4	670 (565)

После стандартного испытания эталонной сваи статической нагрузкой по ее периметру послойно (толщина каждого слоя 400 мм) откапывалась узкая щель, освобождающая участок сваи от контакта с грунтом. Часть сваи, оставленная в грунте, повторно нагружалась до нового предельного значения. Результаты испытаний представлены на графиках (рис.2).

Нагрузка (ΔP_i) на i -ый слой основания определялась разностью значений предельных нагрузок (P_i и P_{i+1}):

$$(\Delta P_i) = P_i - P_{i+1}$$

где: P_i и P_{i+1} — предельные значения нагрузок на i -ом и $i+1$ испытаниях;

ΔP_i — нагрузка на i -ый слой основания.

По значениям предельных нагрузок (рис. 2б) построена диаграмма распределения по глубине давлений на основание (рис. 3в). Результаты показывают, что нагрузка на основание по глубине сваи сосредоточена не равномерно. В верхней части сваи на глубину, равную диаметру описанной окружности появляется ослабленная зона, в которой грунт переходит в предельное состояние. Этот участок сваи, имея большую площадь контакта с грунтом, практически не влияет на несущую способность сваи и при ее расчете не должен учитываться. Распределение нагрузки на слои основания существенно зависит от механических характеристик и глубины расположения слоя. С увеличением глубины и повышением прочности грунта нагрузка на слои основания увеличивается.

При изготовлении опытных свай определялась скорость погружения лидера в грунт. Для этого на лидер была нанесена мерная шкала с делениями по 100 мм и фиксировалось время, необходимое для погружения на одно деление. По замеренным значениям определена фактическая величина скорости погружения лидера (см. рис.4).

При изготовлении свай в плотных грунтах скорость формирования лидерной скважины невелика, это объясняется высоким значением сил трения по боковой

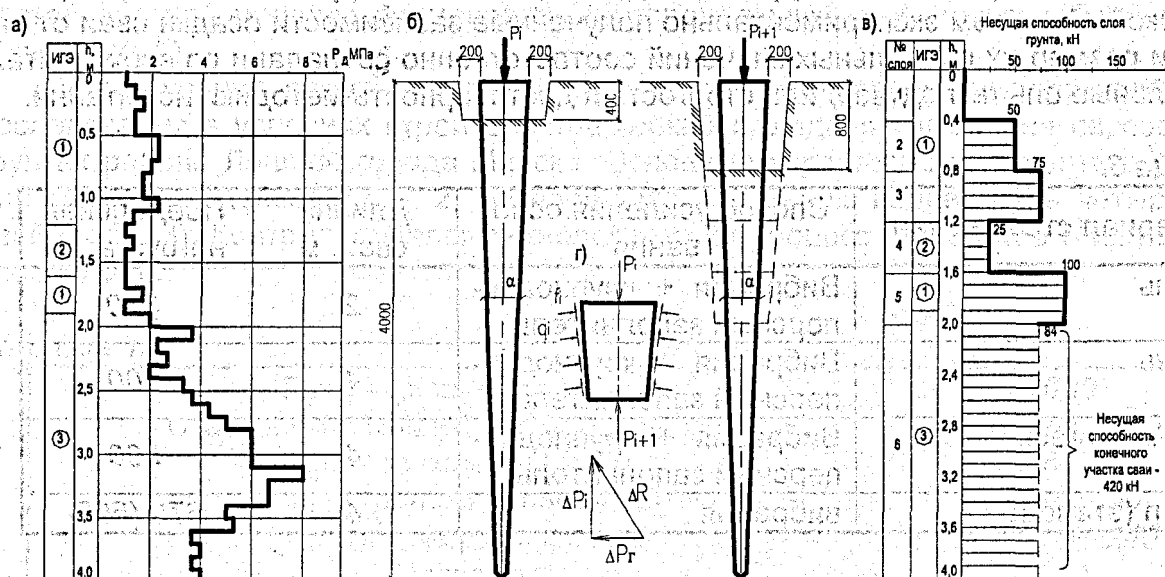


Рис. 2. Зависимость осадки свай от нагрузки:
 а) бетонная и щебеночная свая (длина 4 м); б) металлическая свая (эталон)
 в) несущая способность слоев грунта, кН

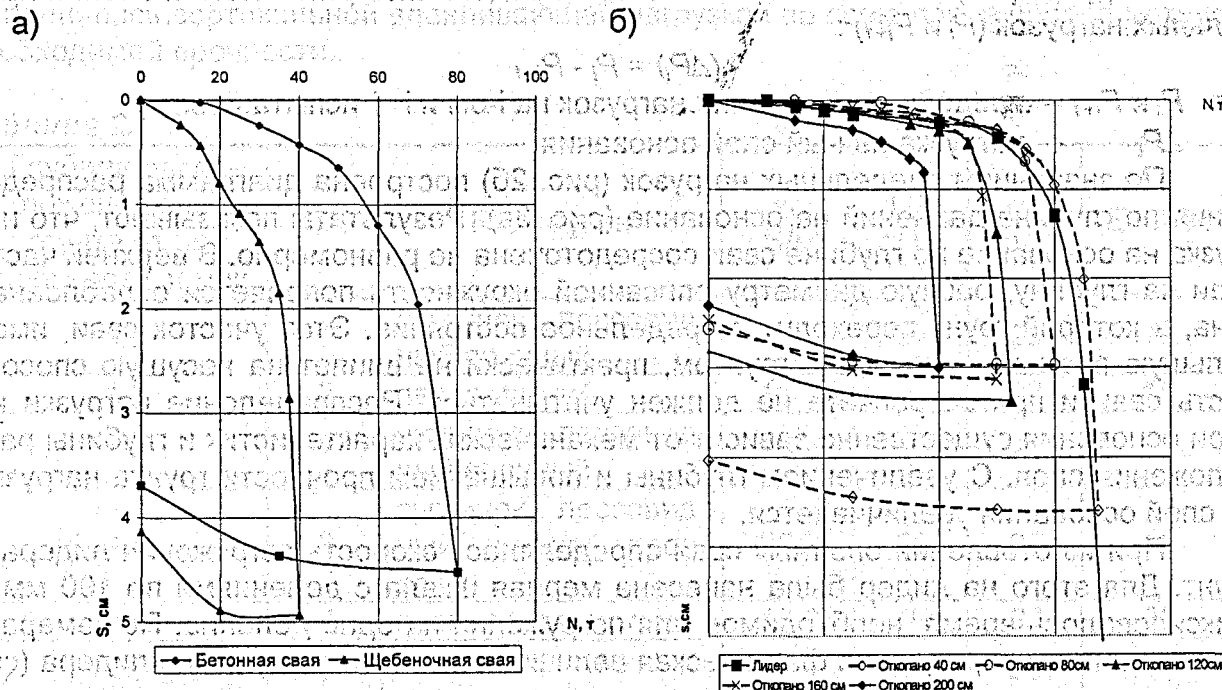


Рис. 3. Распределение давления сваи на основание в предельной стадии нагружения: а) диаграмма динамического зондирования основания; б) схема испытаний сваи; в) послойное распределение сил давления сваи на основание; г) участок сваи, воздействующий на элементарный слой основания.

поверхности лидера. При устройстве лидерной скважины сваи № 3, для уменьшения сил трения, была организована подача небольших порций воды. На рис. 4 представлен график зависимости скорости погружения лидера от глубины при формировании скважины глубиной 2 и 4 метра. Вода подавалась при погружении лидера на глубину 160 и 250 см. При этом наблюдается значительное увеличение скорости формирования лидерной скважины.

Сопоставление данных представленных на рис. 4 и рис. 3в свидетельствует о возможной корреляционной зависимости скорости погружения лидера от несущей способности слоев основания. На графиках (рис. 4) можно выделить две характерные стадии: а) стабильного погружения лидера; б) замедленного погружения. На стадии стабильного погружения лидера формируется скважина с упрочнением или вытеснением грунта. Под действием циклических нагрузок интенсивно накапливаются пластические деформации, роль упругих деформаций незначительна. На стадии замедленного погружения с увеличением времени вибрации скорость погружения лидера замедляется, размер пластической деформации значительно уменьшается. Грунт упрочняется и начинает деформироваться упруго. При этом продолжительная вибрация в отдельных случаях вызывала резонансное увеличение амплитуды колебаний, недопустимое для силовой установки.

Натурные испытания показали высокую эффективность применения пирамидальных вибронабивных свай, их несущая способность превысила несущую способность забивных свай, выполненных в аналогичных грунтовых условиях соседней строительной площадки, при этом вибронабивные сваи дешевле забивных.

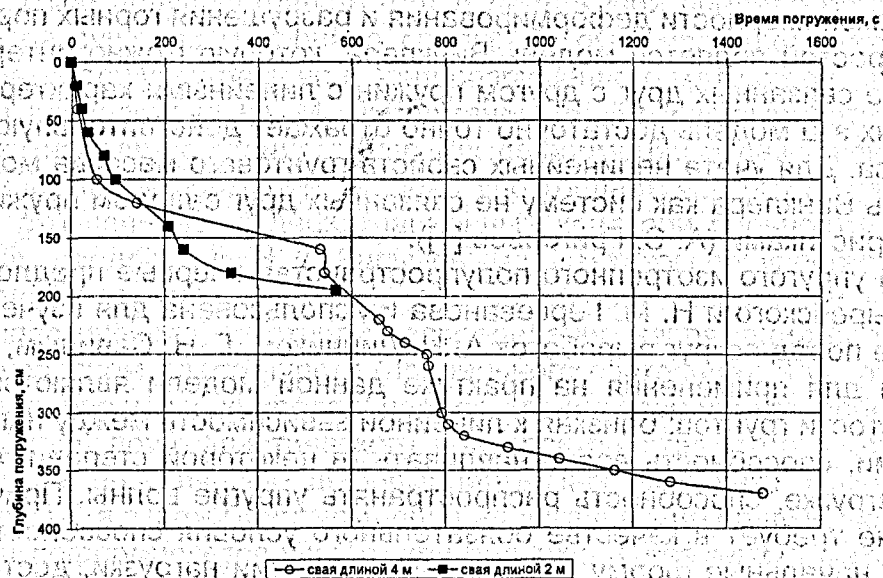


Рис. 4. Зависимость глубины погружения лидера от продолжительности действия вибрации

Для повышения эффективности технологии изготовления вибронабивных свай целесообразно применение более мощных вибропогружателей, с большей амплитудой колебаний.

Устройство вибронабивных свай по технологии виброфлотации возможно при строительстве производственных и гражданских зданий с несущими продольными и поперечными стенами, а также при каркасном исполнении несущих конструкций здания. Присутствие грунтовых вод способствует лучшей вибрации грунта и погружению

материала, закрепляющего стенки скважин. Вибрационный принцип устройства свай исключает потребность в тяжелом и громоздком оборудовании. Появляется возможность выполнять строительство в условиях плотной городской застройки вблизи существующих зданий, сооружений и коммуникаций, без экологических проблем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цейтлин М. Г., Верстов В. В., Азбель Г. Г. Вибрационная техника и технология в свайных и буровых работах. - Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987. - с. 262.
2. Ермашов В., Суворцов А., Жилина Ю. Стабилизация водонасыщенных грунтов методом виброфлотации. - Proceedings of 6th international conference Modern building materials, structures and techniques. Vilnius "Technika", 1999. - том 3, с.240-246.

УДК 624.131

Заболотный Д.В., Сидорович Е.М.

ВЫБОР МЕХАНИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ГРУНТОВОГО МАССИВА

Под моделью грунтового массива принято понимать такую механически конструируемую систему, которая отражает только некоторые, наиболее существенные физические закономерности деформирования и разрушения горных пород.

Самой простой является модель Винклера, которую можно интерпретировать как систему не связанных друг с другом пружин с линейными характеристиками. Во многих случаях эта модель достаточно точно отражает действительную работу грунтового массива. Для учета нелинейных свойств грунтового массива можно рассматривать модель Винклера как систему не связанных друг с другом пружин с нелинейными характеристиками (А. С. Григорьев [1]).

Гипотеза упругого изотропного полупространства впервые предложена в работах Н. П. Пузыревского и Н. М. Герсеванова и использована для изучения напряжений в массиве пород вокруг выработок А. Н. Динником, Г. Н. Савиным, С. Г. Лехницким. Основой для применения на практике данной модели являются следующие свойства упругости грунтов: близкая к линейной зависимость между напряжениями и деформациями, способность восстанавливать (в некоторой степени) форму и размеры при разгрузке, способность распространять упругие волны. Причем применение модели не требует в качестве обязательного условия способности пород восстанавливать начальную форму и размеры при снятии нагрузки, достаточно чтобы диаграмма напряжения-деформации была близка к линейной. М. И. Горбунов-Посадов [2] предлагает уточнять данную модель, рассматривая влияние объемных сил, вызванных весом грунта.

При упругом деформировании массива грунтовых пород модель в виде анизотропного упругого полупространства более близка по механическим характеристикам к реальному массиву.

Полупространство с модулем упругости, изменяющимся по глубине по степенному закону, предложил Г. К. Клейн [3], а Б. Г. Корнеев [4] предложил рассматривать модуль упругости, изменяющийся с глубиной по экспоненциальному закону. Самым распространенным, из анизотропных является трансверсально-изотропное полупространство, которое характеризуется постоянством свойств в плоскости изотропии, в направлении же, перпендикулярном плоскости изотропии, свойства отличаются. Та-

ким полупространством можно моделировать массив пород с выраженным напластованием. Необходимо отметить также разномодульное упругое полупространство, характеризуемое неодинаковыми модулями деформации при сжатии и при растяжении, которое более корректно учитывает работу реального грунта на знакопеременную нагрузку.

Вязкоупругое полупространство учитывает свойства ползучести грунтов и релаксацию напряжений. Для описания ползучести в такой модели используют физические уравнения (уравнения состояния), получаемые по результатам испытания грунтов. К такой модели применима линейная теория наследственной ползучести (предложена Л. Больцманом и в дальнейшем развита В. Вольтерра). Жесткопластическое полупространство учитывает тот факт, что в реальном массиве пород величина пластических деформаций существенно превышает величину упругих; в массиве различают жесткие (недеформируемые) области, пластические деформации (как показывают эксперименты) связаны со сдвигами жестких областей материала по некоторым площадкам. В модели в виде упруго-пластического полупространства, в отличие от ранее рассмотренной, учитывают и упругие деформации.

Для рассмотренных ранее моделей, учитывающих пластические свойства массива пород характерно, что их свойства в процессе упругопластических деформаций остаются неизменными. У большинства же реальных грунтов при пластическом деформировании развиваются процессы разрушения, связанные с изменением механических свойств пород при деформировании, т. е. материал в пластической области становится неоднородным. В случае, когда предел упругости и предел прочности совпадают (хрупкое полупространство), при достижении предела прочности происходит полное разрушение материала среды. Вокруг выработки в таком полупространстве образуются упругая зона и зона разрушенного материала. Данная модель предложена и исследована Ю. М. Либерманом [5]. Вокруг выработки в реальном массиве грунта наряду со стадиями упругих деформаций и разрушения находится стадия пластических деформаций. Модель упругопластического полупространства, учитывающая это явление, и деформационный критерий прочности, характеризующий модель, предложены Н. С. Булычевым [6]. В таком полупространстве можно выделить области: упругую, в которой распределение напряжений удовлетворяет закону Гука; пластическую, в которой распределение напряжений происходит в соответствии с условием пластичности (предельного состояния); и разрушенную, для которой справедливо условие предельного состояния при нулевом сцеплении.

Модель вязкоупруго-пластического полупространства учитывает развитие во времени упругих и пластических деформаций в массиве грунта. В модели предложенной Шведовым, а затем Бингамом, при напряжениях, не превышающих предельные, материал деформируется упруго; при больших напряжениях материал деформируется пластически. Кривые ползучести для этой модели являются прямыми линиями, скорость деформирования постоянна и пропорциональна разности действующего и предельного напряжений. В модели Максвелла полупространство при напряжениях, меньших предельных, ведет себя как вязкоупругое тело; при напряжениях, больших предельных деформируется подобно идеально пластическому телу. Данные модели обладают свойством релаксации напряжений при фиксированной деформации.

Наряду с упомянутыми выше, для моделирования массива грунта предлагаются модели, при которых грунт рассматривается как упругий слой (О. Я. Шехтер [7], К. Е. Егоров, Я. С. Уфлянд) или как двухслойная среда (Б. И. Коган [8]). При этом вопросы определения закона изменения модуля упругости слоя с глубиной и определения толщины сжимаемого слоя не находят однозначного ответа.

Стремление учесть повышенную деформативность окружающего выработку слоя в массиве грунта привело к введению комбинированной модели, представляющей систему винклеровских пружин, опирающихся на упругое полупространство (И. Я. Штаерман [9]; Б. Н. Жемочкин и А. П. Синицын [10]). В модели, предложенной Л. Н. Репниковым [11], упругое полупространство армировано винклеровскими пружинами, работающими без трения о полупространство; рассматриваются варианты: когда пружины находятся только под конструкцией и когда пружины расположены по всему полупространству. Такая модель при соответствующем подборе характеристик полупространства и пружин может отобразить любой характер перемещений грунта под конструкцией и вне нее. П. Л. Пастернаком [12] предложена модель с двумя упругими характеристиками, расчетная схема которой представляет систему пружин, соединенных сверху связями, передающими поперечную силу и при этом упруго деформирующимися. П. Л. Пастернак разработал методику экспериментального определения обеих характеристик.

Мембранная и ламинарная модели М. М. Филоненко-Бородича [13] представляют собой лежащую на системе пружин с линейной характеристикой нить или балку (плоская задача) либо — мембрану или плиту (пространственная задача). Мембранная модель обладает большой расчетной гибкостью, она приводит к дифференциальным уравнениям с постоянными коэффициентами, которые лишь не на много сложнее уравнений винклеровского основания.

Следует отметить, что экспериментальным исследованиям, относящимся к выбору модели массива грунтовых пород, посвящено сравнительно мало работ, хотя значение этого направления чрезвычайно велико. Основная сложность при моделировании массива пород заключается в правильном учете границы той области, в которой распространяется влияние возводимых подземных сооружений на напряженно-деформируемое состояние, сложившееся под действием собственного веса породы. Главным критерием при выборе той или иной модели следует считать совпадение теоретических и экспериментальных данных для рассматриваемого класса грунтов.

Многообразие расчетных моделей грунтового массива говорит лишь о сложности рассматриваемой проблемы, при этом от вида модели зависит сложность математических выкладок. В данной работе предлагается модель, не вызывающая сложностей в математическом отношении и позволяющая с учетом нелинейности деформирования достаточно просто установить распределение напряжений в грунтовом массиве, возникающих вокруг подземного сооружения. Предлагаемая модель представляет собой нелинейно деформируемый слой в виде пространственной шарнирно-стержневой структуры, необходимой, в принципе, произвольной формы с требуемыми, в общем случае, нелинейными характеристиками элементов, расположенной на недеформируемом основании и взаимодействующей с сооружением. Теория расчета шарнирно-стержневых структур разработана достаточно полно и реализована в программных комплексах [14]. Толщина слоя и, соответственно, количество слоев ячеек (кристаллов) такой структуры по высоте (глубине) определяются в соответствии с известными опытными данными, рекомендациями других авторов и проверяются прямыми численными экспериментами. В общем случае, границей недеформируемого основания является поверхность, за которой влияние возводимых подземных сооружений на напряженное состояние грунтов пренебрежимо мало. Строение кристаллов шарнирно-стержневой структуры может быть самым разнообразным. Предпочтение той или иной структуре кристалла следует отдавать в зависимости от желаемой степени точности получаемых результатов и объема вычислений.

Применение предлагаемой нелинейно деформируемой модели позволит учесть как широкий комплекс воздействий со стороны грунтового массива на подземное сооружение: боковое давление, давление от выпора грунта в основании сооружения, вертикальную нагрузку всего столба выше лежащих пород для сооружений мелкого заложения, либо давление массива с учетом сводообразования для сооружений глубокого заложения, так и анизотропные и вязко-упругие свойства грунта, а также наличие в грунте недеформируемых блоков.

В настоящее время авторами данной статьи разрабатывается методика перехода от усилий в стержнях структуры к главным напряжениям, действующим в грунтовом массиве, а также адекватные критерии прочности (текучести) шарнирно-стержневой структуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Григорьев А. С. Изгиб балок на упруго-пластическом основании // Труды ЦАГИ. - 1946. - вып. 600. - С. 14-16.
2. Горбунов-Посадов М. И. Узловые вопросы расчета конструкций на упругом основании // Сборник трудов МИСИ. - 1956. - №14. - С. 7-10.
3. Клейн Г. К. Учет неоднородности, неразрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании // Сборник трудов МИСИ. - 1956. - №14. - С. 20-25.
4. Корнеев Б. Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. - М.: Госстройиздат, 1954. - 291 с.
5. Либерман Ю. М., Калачева Т. А. Аппроксимация экспериментальных кривых деформирования во времени горных пород и материалов с затухающей ползучестью // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. - 1980. - №1. - С. 3-9.
6. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений: Учебник для вузов. - М.: Недра, 1982. - 270 с.
7. Шехтер О. Я. О влиянии мощности слоя на распределение напряжений в фундаментной балке // Тр. НИС треста глубинных работ. - М.: Госстройиздат, 1939. - №10. - С. 5-9.
8. Коган Б. И. Давление жесткого штампа на двухслойное основание // Труды Харьковского автодорожного института. - 1954. - №17. - С. 11-13.
9. Штаерман И. Я. Контактные задачи теории упругости. - М.-Л.: Гостехиздат, 1949. - 278 с.
10. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании (без гипотезы Винклера). - М.: Стройиздат, 1947. - 357 с.
11. Репников Л. Н. Расчет балок на упругом основании, объединяющем деформативные свойства основания Винклера и линейно-деформированной среды // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1969. - №5. - С. 15-18.
12. Пастернак П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. - М.-Л.: Госстройиздат, 1954. - 338 с.
13. Филоненко-Бородич М. М. Некоторые приближенные теории упругого основания // Ученые записки МГУ. - 1940. - Вып. 46. - С. 7-11.
14. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем. - Минск.: БГПА, 1999. - 200 с.

К ПРОБЛЕМЕ РАЗВИТИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА В Г. МОГИЛЕВЕ И ЕГО ОКРЕСТНОСТЯХ

Введение

В последние годы, как в ближнем, так и в дальнем зарубежье, широкое распространение в сфере реконструкции и новом строительстве, в условиях сложившейся городской застройки, получил геотехнический мониторинг.

Под геотехническим мониторингом понимается комплексная система наблюдений за деформациями окружающей застройки, контроль за параметрами колебаний фундаментов и грунтов основания, фиксация изменения гидрологического режима и т.п.

Учитывая плотную застройку старой части города, возникает проблема сохранности зданий и сооружений в зоне строительства. С давнего времени регулярные наблюдения за осадками относились, в первую очередь, к возводимому сооружению; особенно уникальному. Анализ этих наблюдений позволил составить таблицы предельных величин осадок зданий и сооружений, которые были введены в СНиП 2.02.01-83. Наблюдения же за окружающими зданиями и сооружениями велись эпизодически, от случая к случаю, чаще всего визуальными. Применение геомониторинга характерно только для крупных городов, таких как Москва, Санкт-Петербург [1,2].

Краткая характеристика сложных геотехнических условий г. Могилева.

В г. Могилеве и его окрестностях можно выделить следующие типы территорий со сложными геотехническими условиями:

- участки, где залегают слабые обводненные грунты с особыми деформационными условиями (насыпные, биогенные, элювиальные). На таких участках возникает опасность неравномерных просадок построенных на них зданий и сооружений. По площади они обычно ограничены.
- участки, на которых здания и сооружения могут быть подвержены влиянию суффозионных процессов.
- участки, на которых могут возникать оползневые процессы. Оползнеопасные территории занимают сравнительно небольшие площади, но по числу аварий и наносимому ущербу оползни занимают первое место в мире.
- участки, на которых происходит оседание от дренирования грунтов. Такое оседание существенно, когда грунты имеют низкий модуль деформации и высокую пористость.
- затопляемые и подтопляемые участки. Временное затопление и подтопление редко ведет к разрушению зданий и сооружений, обычно оно приводит к обводнению грунтов, что изменяет свойства грунтов, их несущую способность; в результате возникают дополнительные осадки фундаментов.
- участки, подверженные воздействию техногенных факторов. Особенно это относится к районам плотной застройки промышленных городов. Влияние оказывают транспорт и промышленные предприятия. Новое строительство, в таких местах, часто проводится вблизи существующих зданий и сооружений, которые представляют собой культурную и историческую ценность.

Возможный комплекс мероприятий по мониторингу, проводимый в сложных геотехнических условиях.

Немаловажно создание системы требований, позволяющих повлиять на уровень безаварийного строительства в нашей стране. Геотехнический мониторинг дает эту возможность. Наблюдения, проводимые в районах со сложными геотехническими условиями, позволяют избежать критических ситуаций, предотвращать аварии и катастрофы.

- Геомониторинг включает следующие стадии:
1. Анализ ранее проведенных изысканий (коррекция имеющейся информации с учетом новых данных и результатом опроса жителей, прогноз осадок фундаментов зданий и сооружений для различных стадий строительства).
 2. Проведение дополнительных инженерно-геологических изысканий грунтов (исследование состояния грунтового массива прилегающего к подземной части сооружений, а также залегающего в основании фундаментов).
 3. Контроль за уровнем подземных вод, их химическим составом, направлением и интенсивностью подземных потоков (при необходимости установление режимных скважин для наблюдений).
 4. Наблюдения за наземными сооружениями вокруг строящегося объекта, освидетельствование состояния застройки в зоне действия строительства с фиксацией дефектов (определение кренов стен зданий, неравномерность осадок, установка маяков и датчиков раскрытия трещин).
 5. В особо сложных и ответственных случаях дополнительно устанавливаются марки для измерения послойных деформаций, датчики порового давления, вертикальных и горизонтальных напряжений (проводится расчет давления под подошвой, расчет сопротивления грунтов, возможные дополнительные осадки).
 6. Сопоставление прогнозируемых параметров с замеренными, разработка на этой основе мероприятий, направленных на обеспечение сохранности окружающей застройки (при необходимости проводится усиление фундаментов и наземных конструкций).
 7. Разрабатывается прогноз изменения состояния здания и окружающих его сооружений после завершения строительства и на период эксплуатации.

Предложенный комплекс, конечно, нуждается в доработке, но позволяет отметить основные направления геотехнического мониторинга.

Примеры зданий в г. Могилеве и окрестностях, находящихся в аварийном состоянии.

Подтопление жилых домов по ул. Карабановская, дома № 41, 41а, 41б, 43, 45, 51, 59 и по ул. 2-я Железнодорожная, дом №46а, в г. Могилеве.

Ул. Карабановская от дома № 41 до № 59 проходит по подножию склона левого коренного берега р. Дубровенка: на участке от дома № 59 до № 47 – по нижней части склона, на участке между домами № 45 и № 41 – по пойме речки. От дома № 41 до дома № 46а по ул. 2-я Железнодорожная улица Карабановская проходит по тальвегу оврага, пересекающего левый коренной берег р. Дубровенка. Анализ приведенных данных позволяет заключить, что наиболее вероятной причиной подтопления домов № 41, 43, 45 представляется затруднение условий разгрузки межморенного водоносного горизонта в р. Дубровенка после строительства водопровода и канализации вдоль подножия склона. Траншеи трубопроводов, глубиной до 3,5 м, засыпаны грунтом резко неоднородным по фильтрационным свойствам и содержащим значительную долю пылевато-глинистых, слабифльтрующих грунтов. Такой состав грунтов обратной засыпки создал некоторый подпор потоку подземных вод, что вызвало по-

вышение УГВ. В районе дома № 46а по ул. 2-я Железнодорожная подтопление связано с общим повышением УГВ по тальвегу оврага.

Вполне реальна возможность осушения территорий домовладений № 41, 43, 45 путем устройства локальных пристенных дренажей со сбросом воды в р. Дубровенка. Для дома № 46а необходимо существенное углубление ручья по тальвегу оврага.

Оседание здания по ул. Первомайская в г. Мстиславль, Могилевской области. Юго-восточная часть здания построена в бывшем заболоченном понижении. Во время строительства была произведена выемка заторфованного грунта с последующей отсыпкой песчаным грунтом мощностью около 3.0 м. Результаты зондирования трехметровой толщи насыпных грунтов свидетельствуют об отсутствии уплотнения до начала строительства. Появление трещин может быть связано с суффозионными процессами — механическим вымыванием частиц грунта в сторону болота, где на откосе видны места высачивания (разгрузки) верховодки. Одной из возможных причин является различная мощность (от 0,3 до 0,6 м) насыпных грунтов, залегающих непосредственно под фундаментом, что может привести к неравномерным осадкам (рис. 1).

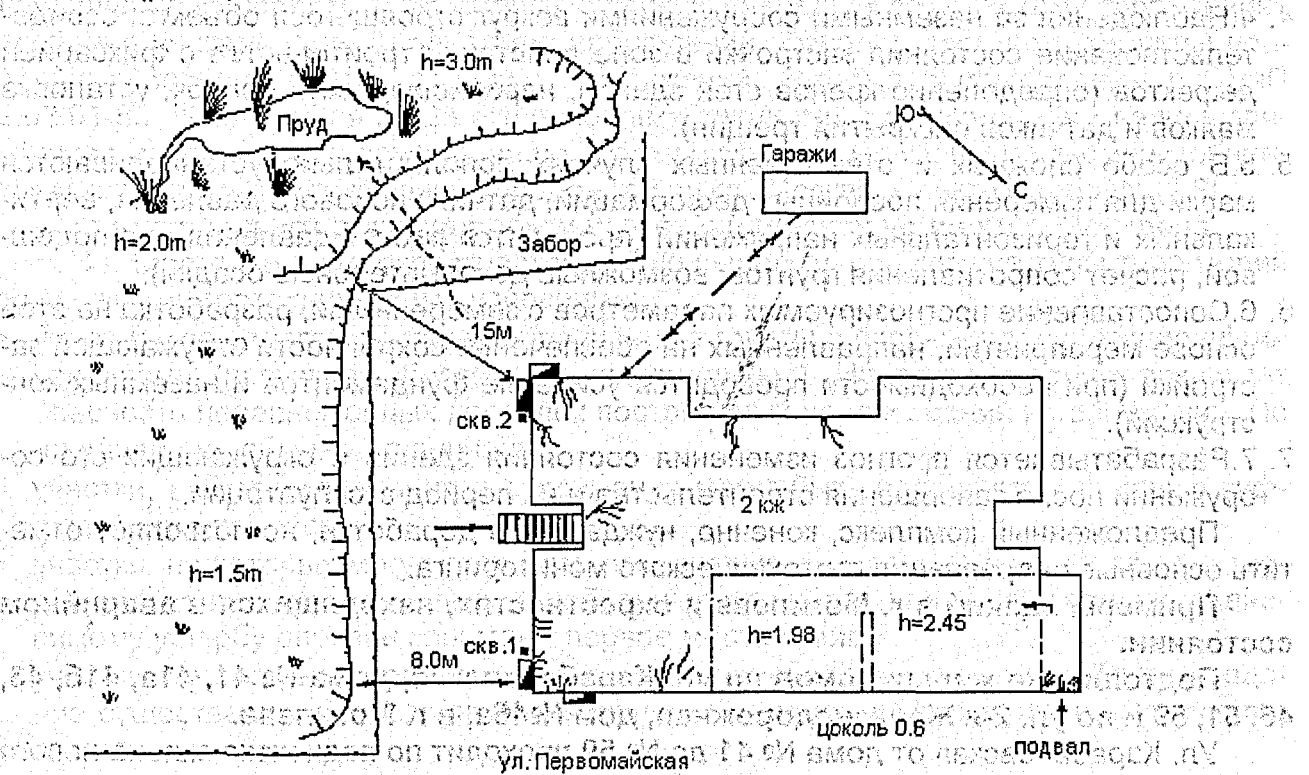


Рис. 1.

Из-за отсутствия инженерно-геологических изысканий по всему контуру здания, причины появления трещин представляются различными. Следовательно, различны и методы укрепления фундаментов. Для дальнейших работ, связанных с реконструкцией здания, необходимо выполнить инженерно-геологические изыскания в полном объеме, для установления причин деформации.

Приведенными примерами не исчерпывается список аварийных, по геотехническим причинам, зданий и сооружений в г. Могилеве и окрестностях.

В аварийном состоянии находятся жилые дома № 41, 43, 45 по ул. Мовчанского, где трещинообразование, скорее всего, вызвано нарушением технологического

процесса при строительстве и возникновением суффозионных процессов в основании фундаментов.

Из-за строительства нового здания на пл. Орджоникидзе произошла деформация жилого дома по ул. Болдина (рис. 2), который является сооружением 18-19 вв. Несмотря на частичный ремонт здания (заделка трещин, стяжка) трещинообразование продолжается. Это не произошло, если бы своевременно было произведено усиление фундамента старого дома.

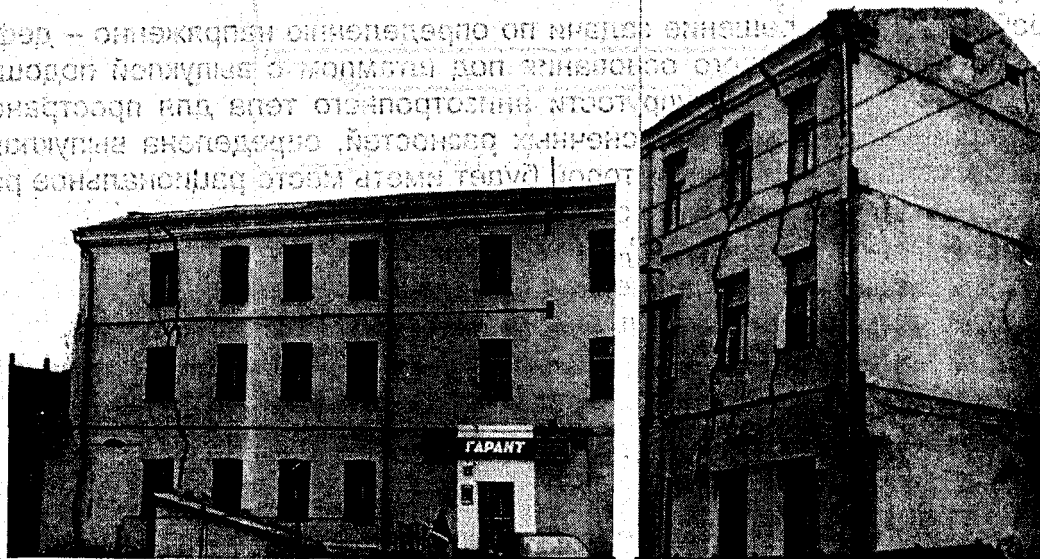


Рис. 2.

В аварийной ситуации, из-за оползня, находится Краеведческий музей на Советской площади. Склон длительное время находился в равновесном состоянии, но при новом строительстве произошло нарушение целостности склона и поверхности задернованного слоя.

Своевременный геотехнический мониторинг позволяет избежать аварийных ситуаций. Строительный процесс нуждается в уточнении порядка и видов мониторинга. Существует необходимость создания нормативного документа по геомониторингу, унифицирования требований к нему. Такая документация разработана только для Москвы [3]. Необходимо создание службы геотехнического и научного сопровождения строительства и сложной реконструкции, поскольку при реальном строительстве, а особенно реконструкции, практически невозможно, избежать ситуаций не предусмотренных проектом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Улицкий В.М. Геотехнический мониторинг при сложной реконструкции на слабых грунтах / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, Л.М. Глозман, А.М. Вяземский // Основания фундаментов, механика грунтов. — 1999. — № 5. — С.15-18.
2. Ильичев В.А. Геомониторинг — инструмент для обеспечения безопасности исторических памятников при их реконструкции / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова // Основания фундаментов, механика грунтов. — 1999. — № 5. — С.3-8.
3. Коновалов П.А. Геомониторинг — гарантия безаварийного строительства / Основания фундаментов, механика грунтов. — 1999. — № 5. — С.2-3.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТАХ С ВЫПУКЛОЙ ПОДОШВОЙ ПОД КОЛОННЫ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗКЕ

Введение

В работе [1] дано решение задачи по определению напряженно – деформированного состояния грунтового основания под штампом с выпуклой подошвой. Где используя уравнения теории упругости анизотропного тела для пространственной задачи, с применением метода конечных разностей, определена выпуклая форма подошвы жесткого штампа, при которой будет иметь место рациональное распределение реактивного давления P_z по эллиптическому уравнению вида:

$$P_z = -P_{max} (x^2/2a^2 + y^2/2b^2 - 1), \quad (1)$$

где: P_{max} – максимальное давление под подошвой штампа;

$2a$ и $2b$ – размеры штампа в плане;

По углам плиты (при $x = \pm a$, $y = \pm b$)

$$P_z = 0; \quad (2)$$

В центре плиты (при $x = y = 0$)

$$P_z = -k P_{max}; \quad (3)$$

(при $x = 0$; $y = \pm b$)

$$P_z = -0.5kP_{cp}; \quad (4)$$

(при $y = 0$; $x = \pm a$)

$$P_z = -0.5kP_{cp}, \quad (5)$$

где k – коэффициент определяемый из условия равновесия системы.

Зная величину и характер распределения реактивного давления по подошве плиты, в работе [2] дано определение внутренних усилий в фундаментных плитах с различными формами очертания подошвы при центральной нагрузке. При этом наиболее рациональными являются криволинейная и пирамидальная подошва, в которых происходит уменьшение расчетного изгибающего момента. Наиболее рациональными в конструктивном отношении являются плиты с подошвой в форме усеченной пирамиды (рис. 1а)

Размеры горизонтальной части подошвы плиты, из условия более надежной работы грунтового основания, принимаем равными $3/2a$ и $3/2b$, где $2a$ и $2b$ – размеры плиты в плане. Однако часто в строительной практике встречаются случаи внецентренной нагрузки фундаментных плит, что приводит к неравномерному перераспределению внутренних усилий по сравнению с центральной нагрузкой и изменению расчетного изгибающего момента.

Определение внутренних усилий в фундаментных плитах с пирамидальной подошвой при внецентренной нагрузке

Максимальное давление P_{max} определяется из условия равенства объемов эпюр реактивных давлений под плитой с плоской и пирамидальной подошвой (рис. 1б) Откуда имеем:

$$P_{max} = 1.3P_{cp} \quad (6)$$

Если на фундаментную плиту действует внецентренно приложенная нагрузка с эксцентриситетом e_x (по оси X), то эпюра реактивного давления принимает согласно [3], вид показанный на (рис 1в.). Со стороны действия момента под краем плиты будет иметь место давление P'_{min} , величина которого будет равна:

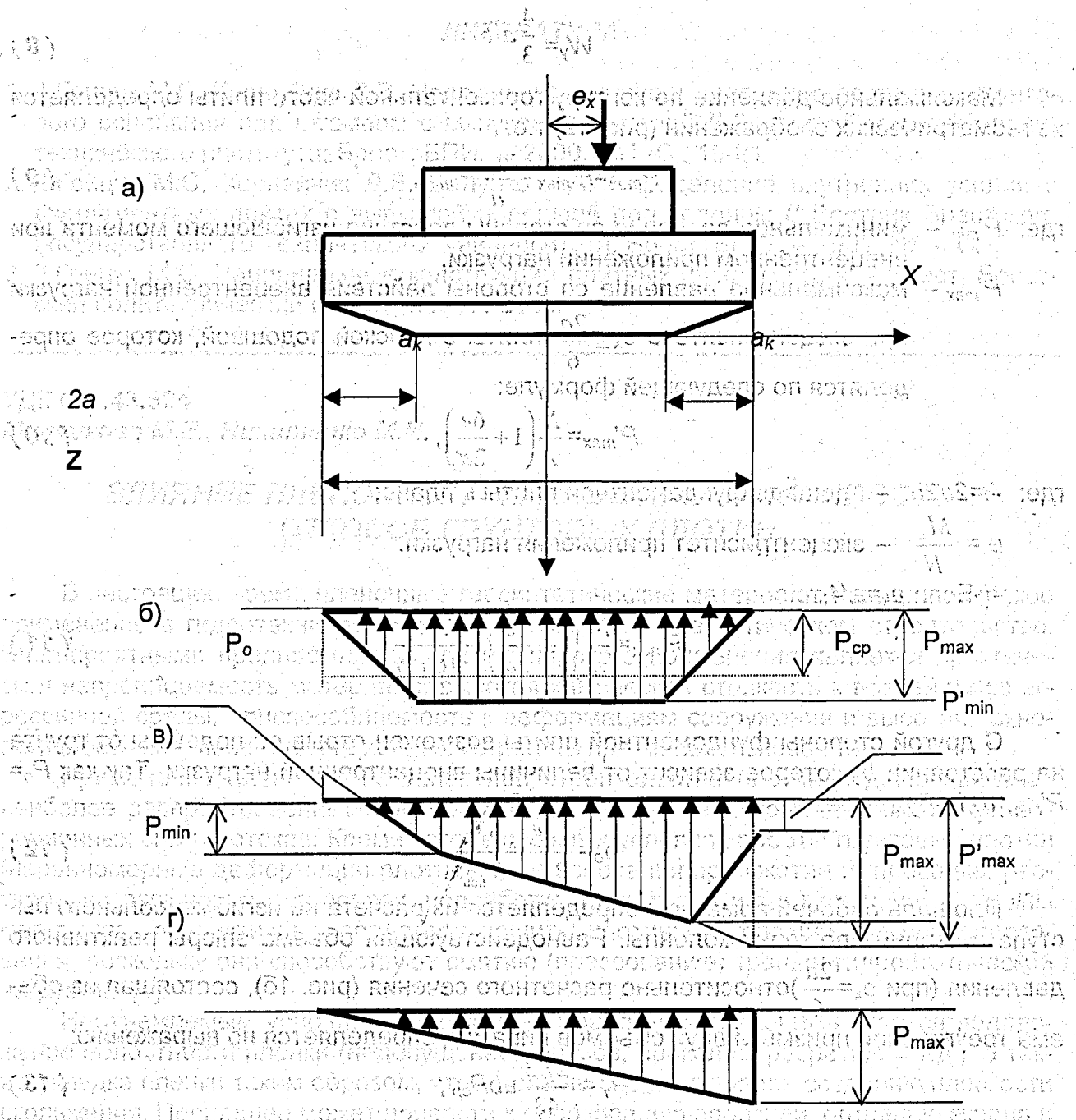


Рис. 1.
Схема плиты с пирамидальной подошвой
 а) общий вид;
 б) эпюра реактивных давлений при центральном нагружении;
 в) эпюра реактивных плоской подошвой давлений при внецентренном нагружении;
 г) эпюра реактивных давлений при внецентренной нагрузке в плите с плоской подошвой;

$$P'_{min} = \frac{M_y}{W_y}, \text{ где } W_y \text{ — момент сопротивления площади подошвы плиты равный}$$

где W_y — момент сопротивления площади подошвы плиты равный

$$W_y = \frac{4}{3} a^2 b \quad (8)$$

Максимальное давление по контуру горизонтальной части плиты определяется из геометрических соображений (рис. 1в) т.е.

$$P_{max} = P'_{max} - \frac{a_e}{a} P'_{min}, \quad (9)$$

где: P'_{min} – минимальное давление со стороны действия изгибающего момента при внецентренном приложении нагрузки.

P'_{max} – максимальное давление со стороны действия внецентренной нагрузки при эксцентриситете $e_x \leq \frac{2a}{6}$ плиты с плоской подошвой, которое определяется по следующей формуле:

$$P'_{max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{2a} \right), \quad (10)$$

где: $A = 2a2b$ – площадь фундаментной плиты в плане;

$e = \frac{M_u}{N}$ – эксцентриситет приложения нагрузки.

Если $a_k = a/4$, то

$$P_{max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{2a} \right) - \frac{3M_u}{16a^2 b} \quad (11)$$

С другой стороны фундаментной плиты возможен отрыв ее подошвы от грунта на расстоянии b_0 которое зависит от величины внецентренной нагрузки. Так как $P_0 = P'_{min}$, то b_0 будет равно:

$$b_0 = \frac{P'_{min} a_e}{P_{min} - P'_{min}} \quad (12)$$

Площадь рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа в сечении по грани колонны. равнодействующая объема эпюры реактивного давления (при $e_x = \frac{2a}{6}$) относительно расчетного сечения (рис. 1б), состоящая из объема треугольной призмы и двух объемов пирамид определяется по выражению:

$$P_1 = \frac{27.3}{48} ab P_{cp}; \quad (13)$$

Изгибающий момент в расчетном сечении (1-1) равен:

$$M_{1-1} = \frac{90}{442} a^2 b P_{cp}; \quad (14)$$

В случае плоской подошвы при внецентренном нагружении (с эксцентриситетом $e_x = 2a/6$), эпюра реактивных давлений имеет вид треугольника (рис. 1г)

Изгибающий момент в расчетном сечении (1-1) равен:

$$M_{1-1} = \frac{370.5}{960} a^2 b P_{pd}; \quad (15)$$

Вывод: Анализ полученных данных показывает, что при пирамидальной подошве опирания плиты фундамента под колонны по сравнению с плоской подошвой происходит снижение расчетного изгибающего момента на 51%

ЛИТЕРАТУРА

1. Грицук М.С. Корнейчик Д.В. Напряженно – деформированное состояние грунтового основания под штампом с выпуклой подошвой // Вестник Брестского политехнического института, Брест: БПИ. – 2000, №1. – С. 19-21.
2. Грицук М.С. Корнейчик Д.В. Валуйко Л.А. Определение внутренних усилий в фундаментных плитах с выпуклой подошвой под колонны // Вестник Брестского Государственного Технического Университета, Брест: БГТУ. – 2001, № – С.
3. Грицук М.С. Рациональные конструкции плитных фундаментов. - Брест, Брестский политехнический институт, 1997. – 218с.

УДК 627.43.624

Минчукова М.Е., Никитенко М.И.

ВЛИЯНИЕ ПЛЕНОЧНЫХ ЭКРАНОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

В настоящее время пленочные геосинтетические материалы находят широкое применение в гидротехническом, мелиоративном и энергетическом строительстве. Благоприятными предпосылками для их широкого применения является практическая непроницаемость материала, высокая химическая стойкость к воздействию агрессивной среды, приспособляемость к деформациям сооружения и высокая технологичность противофильтрационных устройств при их использовании.

Применение пленочных экранов при строительстве плотин и дамб является наиболее распространенным способом защиты сооружений от воздействия фильтрационных сил и потоков. Кроме того, в сложных условиях работы грунтовых плотин (неравномерные деформации плотины и ее основания при сжатии и просадке, растворении включений и прослоек, подработке территорий и т.д.) пленочные экраны могут стать эффективным средством защиты плотины в условиях трещинообразования, поскольку они способствуют смятию (прессованию) трещин гидростатической нагрузкой [1].

Неотъемлемым условием эффективной работы сооружения является поддержание целостности пленки (недопущение порезов, проколов, разрывов и т.д.), а также укладка пленки таким образом, чтобы она не способствовала созданию плоскости скольжения. Последнее может привести к образованию оползней, оголению экрана и нарушению работы конструкции.

Рядом ученых Глебовым В.Д., Кричевским И.Е., Косиченко Ю.М. и др. [2, 3] были проведены глубокие исследования по изучению повреждаемости пленки в результате деформаций сооружения, а также воздействия грунта и транспортных механизмов в процессе строительства и эксплуатации, оценке их противофильтрационной эффективности, а также устойчивости защитного слоя грунта на откосах плотин с пленочными экранами.

В нашей работе решались следующие задачи:

- 1) исследование характера разрушения откоса при действии внешней нагрузки на гребень плотины;
- 2) изучение вопросов устойчивости песчаных плотин с различными вариантами размещения экрана из полиэтиленовой пленки;

3) применимость расчетных рекомендаций к определению наиболее опасных центров кругоцилиндрических поверхностей скольжения откосов для земляных плотин с пленочными экранами: $H_{пл} = 55$ см из среднезернистого песка устраивались в непроточном лотке со стеклянными стенками. Заложение откосов модели составляло $m = 2,0; 2,5; 3,0$. В качестве противофильтрационного элемента использовалась полиэтиленовая пленка толщиной $0,2$ мм (ТУ ГОСТ 16337). Пленочный экран располагался на верховом откосе плотины и имел различные крутизны и конфигурацию (рис. 1). Верхний конец пленки свободно выводился на гребень либо заанкеривался под ним. Толщина защитного надпленочного слоя составляла $5 \div 8,5$ см на гребне плотины и изменялась к подошве в зависимости от крутизны подэкранового основания.

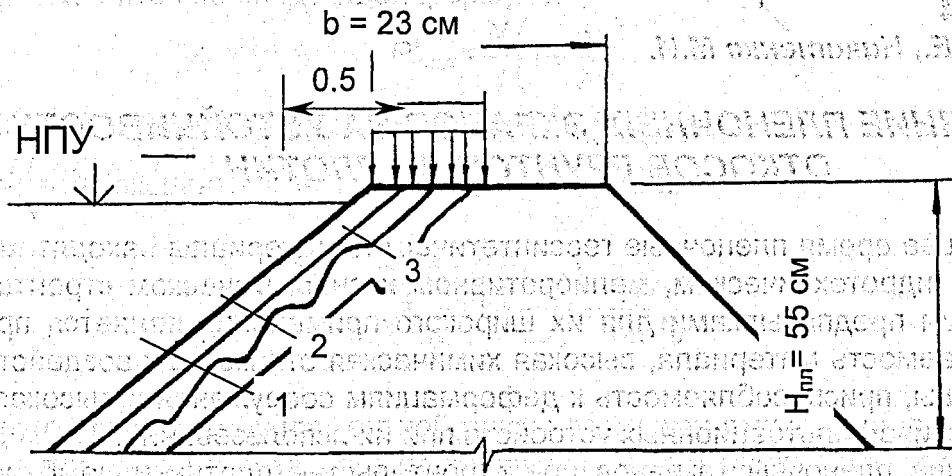


Рис. 1. Варианты расположения пленочных экранов, в земляных плотинах: 1-прямолинейный; 2-ступенчатый; 3-ломаный.

Опыты были выполнены в условиях фильтрации с напорами, близкими к высоте плотины $H_0 = 0,8 \div 0,9 H_{пл}$.

Деформации модели плотины вызывались передачей усилия от рычажного штампа на плоскость гребня. Наблюдение за поведением откосов под действием внешней нагрузки и образованием при этом поверхности скольжения производилось через боковые стеклянные стенки лотка. Вертикальные тонкие нити из полиэтилена подвешивались по стенкам лотка и могли свободно деформироваться по всей высоте обрушающегося на откосе грунтового массива. При достижении грунтом предельного состояния под действием внешней нагрузки, создаваемой рычажным штампом и измеряемой динамометром, часть грунтового массива гребня плотины совместно с откосом и деформируемыми нитями начинала сползать вниз, образуя по искривлению нитей четкую цилиндрическую поверхность скольжения. Наступление предельного состояния фиксировалось в момент прекращения роста нагрузки, выявляемого показанием динамометра. Опыты выполнялись штампами с площадью опирания на гребень $F = 0,0259$ м² (ширина штампа $0,5 b$, где b – ширина гребня).

По полученным экспериментальным данным на обрушенных грунтовых массивах откосов определялся коэффициент устойчивости откоса методом оценки устойчивости по кругоцилиндрическим поверхностям скольжения как отношения моментов удерживающих и сдвигающих сил в предельном состоянии.

Величина разрушающей откос нагрузки учитывалась в расчетах и была приравнена к весу столба грунта оптимальной влажности, расположенному на гребне плотины.

Исследования были ориентированы на натурные сооружения — низконапорные плотины высотой до 10 м.

Полимерные пленочные экраны от других противофильтрационных устройств отличаются малой массой, а также строгой функциональностью элементов. Они выполняют только одну противофильтрационную функцию. Наряду с этим присутствие в теле плотины пленочного экрана повышает ее устойчивость. Эксперименты на однородных и экранированных пленкой моделях показали, что коэффициент устойчивости откосов для плотин с экраном на 7-15% выше по сравнению с однородными. Соответственно, удельная разрушающая откос нагрузка также была на 6-8% больше. Это происходит за счет того, что пригруженная защитным слоем грунта пленка оказывает сопротивление перемещающемуся на гребне грунтовому массиву.

Самопроизвольное сползание защитного слоя по пленке или пленочного экрана по подстилающему грунту не наблюдалось. Однако при действии внешней нагрузки, когда конец пленочного экрана был заведен на гребень до отметки его середины (0,5b) и далее от бровки откоса верхового клина, часто наблюдалось сползание по откосу пригружающего экран слоя вместе с ним.

На практике для предотвращения сползания пленочного экрана по откосу верхний конец его выполняют заанкеренным под гребень плотины. В большинстве выполненных нами опытов с заделкой экрана в недеформируемую часть плотины под воздействием нагрузки он разрывался по линии движения грунтового массива, что является недопустимым для эксплуатируемого сооружения. При утолщении верхнего участка пленки экран при деформации оставался неповрежденным, причем величина удельной разрушающей нагрузки была на 7-20% выше. Из этого следует, что верхний край пленочного экрана должен выходить на поверхность гребня свободно либо в случае заведения под гребень его нужно выполнять из двух слоев пленки или из одного большей толщины.

Исследования на моделях с различным заложением экрана $m = 1,0; 1,5; 2,0; 2,5$ показали, что чем круче экран, тем более устойчивы откос и защитный слой плотины (рис.2). Разрушающая нагрузка увеличивается на 10-30% с уменьшением заложения пленки до $m = 2 \div 1,5$. Снижение же величины нагрузки на участке $m = 1,0 \div 1,5$ практически для всех опытов объясняется большой крутизной ее заложения и снижением устойчивости защитного слоя экрана.

Наши исследования были нацелены на опытную проверку применимости для земляных плотин с пленочными экранами расчетных рекомендаций к определению наиболее опасных центров круглоцилиндрических поверхностей скольжения откосов [4].

Полученные нами результаты выявили отклонение экспериментальных данных от расчетных, причем тем больше, чем положе откосы плотины. Наиболее близки области экспериментальных точек и расчетных для моделей с заложением откосов $m = 2,0$ (рис. 4, 5). Как видим, существующие теоретические предпосылки В.В. Аристовского относятся к плотинам с заложением откосов до $m = 1,5 \div 2,0$, а также предполагают, что глубина кривой скольжения должна иметь величину, близкую и более 1,0 Нпл. В нашем случае (с пленочными экранами) кривая скольжения распространялась на $0,3 \div 0,5 H_{пл}$. Это свидетельствует о необходимости корректировки существующего подхода к определению опасных центров поверхностей скольжения для сооружений с пленочными конструкциями.

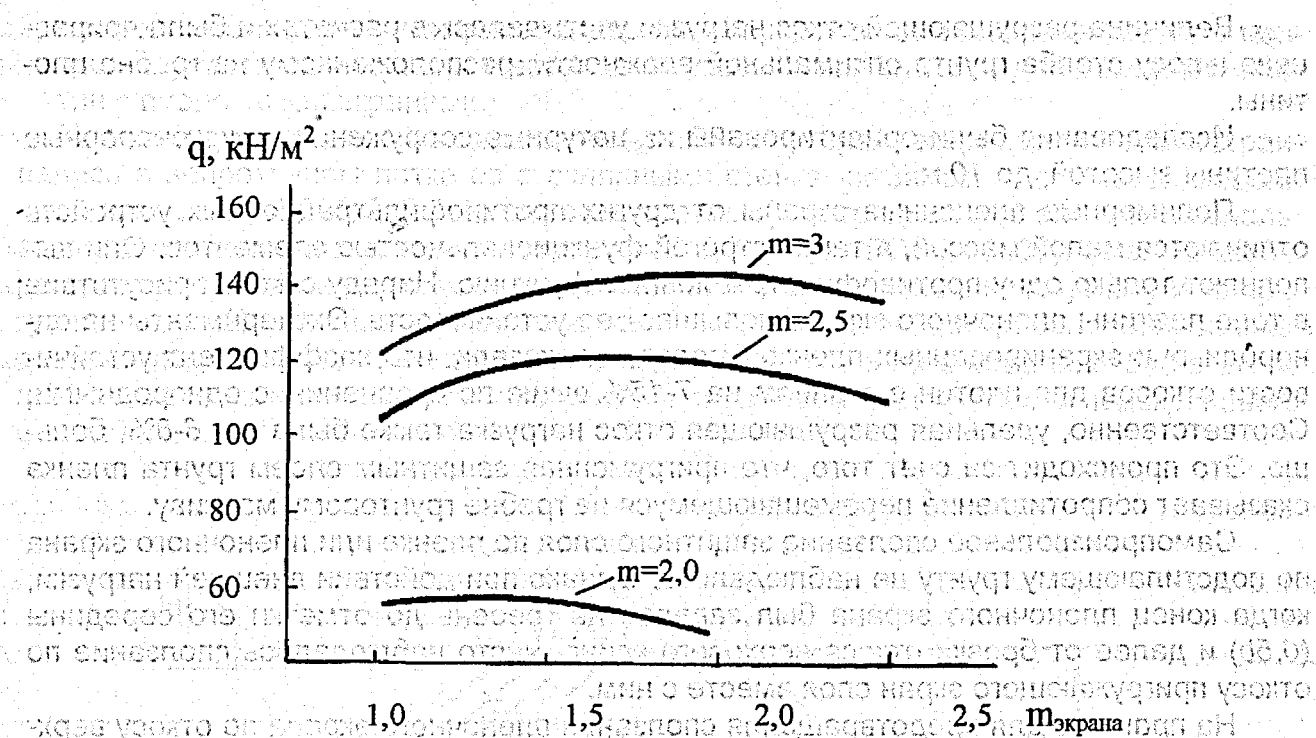


Рис. 2. Зависимость критического напряжения под штампом от коэффициента заложения верхового откоса при различной конфигурации экрана

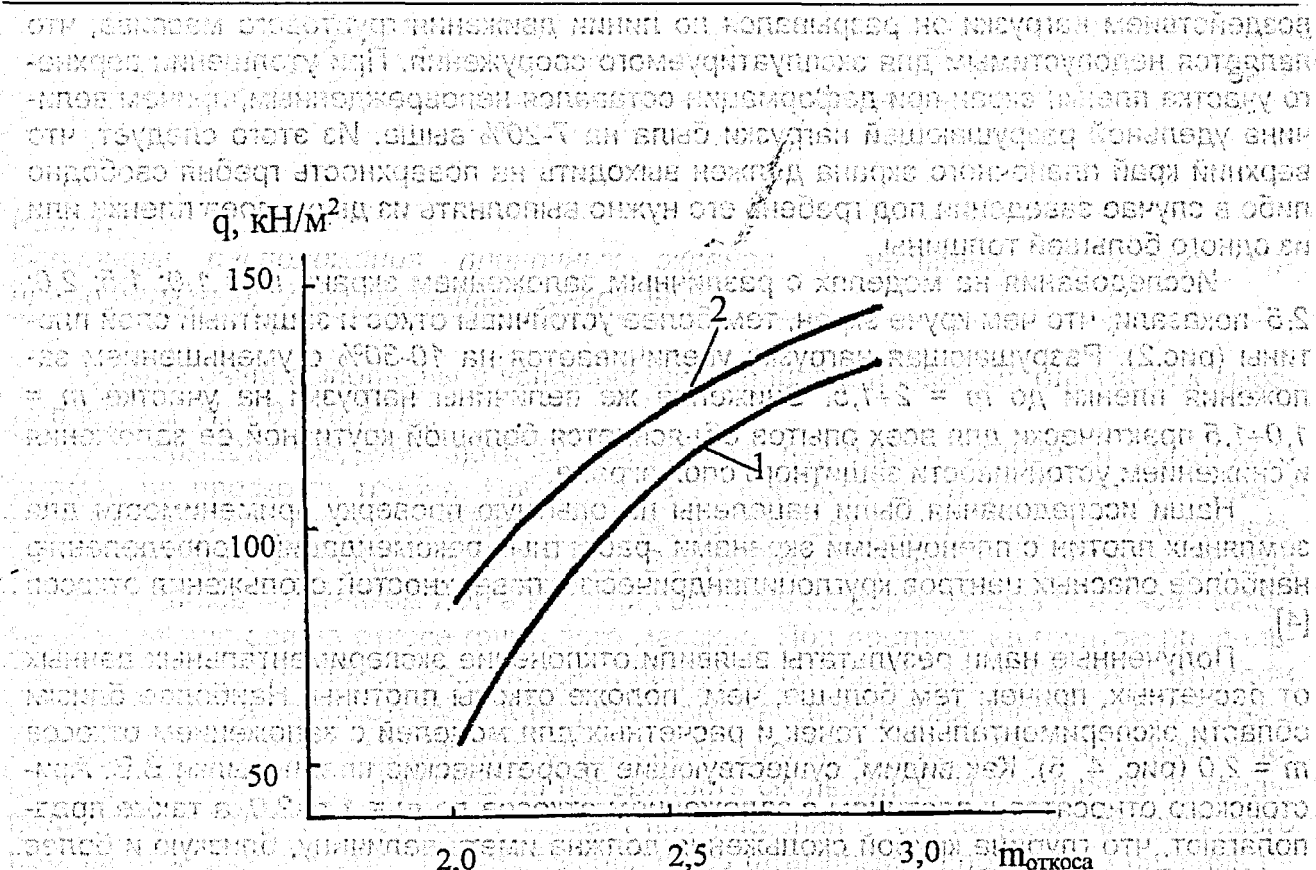


Рис. 3. Зависимость критического напряжения под штампом от коэффициента заложения верхового откоса при различной конфигурации экрана: 1 – ровный; 2 – криволинейный

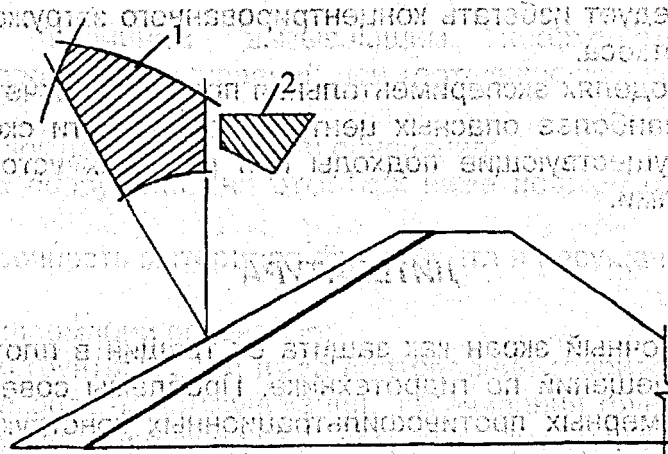


Рис. 4. Определение области центра кривой скольжения для плотины с заложением откоса $m=2$: 1 – расчетная; 2 – экспериментальная

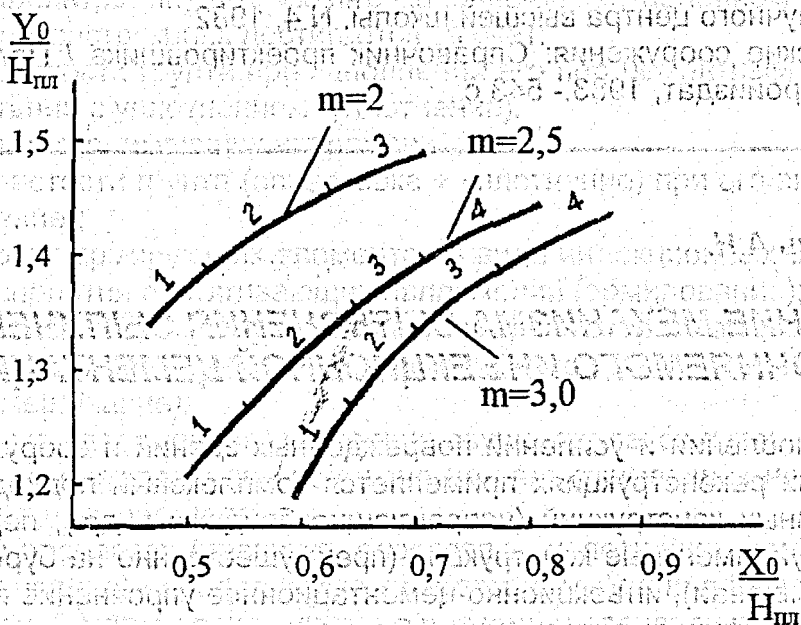


Рис. 5. График зависимости координат центра кругоцилиндрической поверхности скольжения $Y_0/H_{пл}$ и $X_0/H_{пл}$ от коэффициента заложения откоса m при различных заложениях экрана (1 – $m=1,0$; 2 – $m=1,5$; 3 – $m=2,0$; 4 – $m=2,5$)

В итоге проведенных экспериментов можно сделать выводы:

- 1) Модели плотин из песчаного грунта с пленочным экраном более устойчивы, по сравнению с однородными в 1,1÷1,2 раза.
- 2) Глубина поверхности скольжения призмы обрушения для экранируемых моделей достигает $0,3 \pm 0,5 H_{пл}$.
- 3) Плотина с пологими откосами ($m=2,5-3,0$) оказывается устойчивей, чем круче укладка экрана, но не свыше 1:1,5 и 1:2 для моделей с заложением откоса $m=2,5$ и 3,0 соответственно.
- 4) Верхний конец пленочного экрана лучше выводить на гребень на расстоянии не более $0,5b$ от бровки откоса, во избежание сползания грунта защитного слоя по

пленке, причем следует избегать концентрированного загрузения гребня вблизи бровки верхового откоса.

- 5) Выполненная на моделях экспериментальная проверка расчетных рекомендаций по определению наиболее опасных центров поверхности скольжения позволит скорректировать существующие подходы при расчетах устойчивости плотин с пленочными экранами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Булатов Г.Я. Пленочный экран как защита от трещин в плотине. — Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Проблемы совершенствования асфальтовых и полимерных противофильтрационных конструкций гидросооружений. — М., 1986.
2. Кричевский И.Е. Пленочные противофильтрационные устройства гидротехнических сооружений. — М., 1976. — 207 с.
3. Косиченко Ю.М. Устойчивость защитного грунтового слоя пленочного экрана на откосе в условиях воздействия фильтрационного потока. — Известия Северо-Кавказского научного центра высшей школы, N 4, 1982.
4. Гидротехнические сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. В.П. Недриги. — М.: Стройиздат, 1983. — 543 с.

УДК 642.131

Попов О.В., Зыль А.Н.

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЗМА ВЫТЕСНЕНИЯ СЫПУЧЕГО ГРУНТА, УПРОЧНЯЕМОГО ИНЪЕКЦИОННОЙ ЦЕМЕНТАЦИЕЙ

При восстановлении и усилении поврежденных зданий и сооружений, а также их геотехнических реконструкциях применяется комплексный подход, включающий усиление надземных конструкций (напрягающие бандажи и др.), пересадку на дополнительные фундаментные конструкции (преимущественно на буронабивные или буроинъекционные сваи), инъекционно-цементационное упрочнение грунтов оснований под подошвами фундаментов и на глубине, а также их начальное армирование. При этом как показал анализ существующих методов упрочнения грунтов оснований наиболее эффективным и экономически выгодным для инженерно-геологических и геотехнических условий РБ являются инъекционно-цементационные методы. Широкое их внедрение в практику строительства может осуществляться на базе имеющегося в специализированных организациях оборудования при минимальных капитальных затратах на его модернизацию, а также использования в качестве закрепляющих растворов дешевых цементных смесей на основе местного сырьевого рынка. Эти методы применяются при устройстве буроинъекционных анкеров и свай, набивных свай повышенной несущей способности с инжецируемыми пятой и стволом, армировании грунтов цементно-грунтовыми элементами различной формы и ориентации; глубинной цементации грунтов, а также упрочнении оснований существующих фундаментов. Они основаны на нагнетании под высоким давлением цементных смесей в грунт, приводящее к его пропитке, уплотнению, опрессовке, армированию, замещению, перемешиванию (либо к их сочетаниям) и тем самым к улучшению строительных свойств и напряженного состояния основания за счет твердения закачиваемого раствора.

К основным причинам, вызывающим необходимость инъекционно-цементационного упрочнения оснований при геотехнических реконструкциях можно отнести:

1. увеличение нагрузок на фундаменты и основания;
2. устройство новых сооружений на отметках ниже подошв существующих фундаментов;
3. недостаточные прочность материала фундамента и несущая способность основания;
4. недопустимые деформации основания;
5. изменение уровня грунтовых вод из-за подтопления территорий, затопления подвалов, утечек жидкости из коммуникация, замачивания грунтов основания технологическими отходами, производства, разрушающие действия стихийных бедствий, ошибки, допущенные при проектировании, производстве работ и неправильной эксплуатации оснований и фундаментов и другие.

Улучшение строительных свойств грунтов (прочностных — угла внутреннего трения и сцепления; деформационных — модуля деформации; фильтрационных — коэффициента фильтрации) при их инъекционно-цементационном упрочнении при геотехнических реконструкциях достигается за счет:

1. Снижения пористости грунта при заполнении его пор цементным раствором (пропитка) в сочетании с уплотнением (уплотнение);
2. Передачи на грунт сжимающих напряжений;
3. Снижения пористости грунта (опрессовка + уплотнение) при его вытеснении в стороны (уплотнение);
4. Введения в грунт армирующих элементов в виде инъекционных свай малого диаметра для восприятия растягивающих напряжений (армирование);
5. Замены некоторого объема грунта закрепляющим материалом (замещение);
6. Замены некоторого объема грунта смесью данного грунта с закрепляющим материалом (перемешивание).

Изменение же напряженного состояния осуществляется путем ограничения выдавливания грунта в стороны при передаче на него сжимающих напряжений от нагнетаемого цементного раствора.

Механизмы процессов (пропитка, опрессовка, уплотнение, армирование, замещение, перемешивание) определяемые методом инъекционно-цементационного упрочнения оснований могут происходить по разному и зависят от вида грунта, гидрогеологических условий, применяемой технологии, назначения геотехнической реконструкции и требуют дифференцированного подхода при рассмотрении каждого из них как в отдельности, так и в определенном сочетании.

Для полного понимания поведения упрочненного сыпучего грунта под нагрузкой и назначения режимов инъекции необходимо исследовать вопросы его деформирования при нагнетании цементного раствора в контексте с изменением начальных прочностных и деформационных свойств, а также напряженного состояния грунта, используемых в дальнейшем при расчете несущей способности последнего. Объем закачиваемого цементного раствора для получения требуемой ниши в сыпучем грунте может определяться по определенным зависимостям [1] приближенно, так как на практике при давлении превышающем определенный предел прочности образуются гидроразрывы, по которым цементный раствор выходит за пределы упрочняемой зоны грунтового основания, не обеспечивая существенного прироста его несущей способности. С другой стороны умея прогнозировать направленность гидроразрывов можно создать в грунтовой массе разветвляющиеся и пересекающиеся трещины заполненные цементным раствором, которые увеличивают жесткость основания и тем

самым его несущую способность. Исходя из вышеизложенного, целью наших исследований являлось описание механизмов вытеснения и замещения сыпучего грунта при нагнетании в него жидких цементных растворов. В лабораторных условиях исследовались различные заинъецированные объемы цементного раствора, образующиеся при определенных граничных условиях инъекции. При этом были установлены граничные значения давления нагнетания в зависимости от состояния сыпучего грунта, в пределах которых можно вести расчеты о прогнозируемых явлениях, встречающихся в процессе вытеснения.

Исследования проводились с сухим кварцевым однородным песком средней крупности, действующий диаметр которого составляя $d_{50}=50$ мм. В качестве камеры для эксперимента служил полисилглазовый цилиндр диаметром 125 мм и высотой 200 мм, в дне которого были расположены сквозные отверстия диаметром 8 мм для установки инъекционной трубки. Песок засыпался при помощи специального устройства, а смесь закачивалась вакуумным способом из запасного цилиндра через прозрачный шланг, соединенный с инъекционной трубкой. В таблице 1 представлены физико-механические свойства исследованного песка:

Таблица 1.

способ засыпки	высота сброса, см	удельный вес, кН/м ³	коэффициент пористости n	коэффициент пористости e	степень плотности J_d	коэффициент сцепления C	плотность расположения
через воронку в цилиндре большая площадь	0	12,8	0,51	1,04	0	0	30
	0	13,5	0,48	0,99	0,24	0	33
засыпано большой струей	10	14,9	0,43	0,75	0,63	0	36
	30	15,6	0,4	0,68	0,78	0	36
	50	16,2	0,38	0,61	0,94	0	38

Компонентами закачиваемой смеси являлись цемент и вода, т.е. жидкая цементная смесь с $в/ц=0,5$. Закачивание в грунт данной смеси происходило таким образом, что давление воздуха подаваемого через трубку поднималось до тех пор, пока не происходил гидроразрыв. После того, как смесь начинала проникать по трещине гидроразрыва давление инъецирования уменьшалось и сохранялось на определенном уровне, фиксированном при помощи манометра, а объем инъекции определялся по шкале на запасном шланге. Так как большинство опытов проводилось при близком расположении инъекционной трубки к стенке сосуда, то мы имели возможность наблюдения за формированием цементного тела. При этом были сделаны следующие наблюдения:

- каждому гидроразрыву предшествует смачивание песка водой, отжимаемой из нагнетаемой смеси в районе расположения инъекционной трубки;
- в песке со средней плотностью ($J_d < 0,63$) после образования гидроразрыва на поверхности грунта появлялись неровности;
- после образования неровностей на поверхности грунта наблюдалось возникновение горизонтальной трещины, увеличивающейся при уменьшении давления как по радиусу, так и по толщине;

- при отношении величины радиуса к толщине горизонтальной трещины равном трем, образуется стык, напоминающий усеченный конус, стремящийся к поверхности с вершиной в месте инъекции; после достижения стыка поверхность грунта последняя приподнимается, в то время, как давление инъецирования остается на определенном уровне. При этом бугор на поверхности грунта продолжает расти, в результате чего образуются дополнительные стыки, угол которых в основании стремится к 90° ;
- при рыхлом сложении грунта ($I_d \leq 0,24$) наблюдается множество бессистемно расположенных щелей и трубовидных каналов вертикального направления, стремящихся к поверхности.

Помимо этого была предпринята попытка выяснения влияния груза, расположенного на поверхности грунта на процесс его деформирования при инъекции раствора, когда на песок была положена пластинка с грузами различной массы, что дало следующие результаты:

- возникновение гидроразрыва «интерпретирует» пластинку с грузом как еще одно грунтовое наслоение, при этом образование конуса начинается при большем давлении, в результате чего пластинка приподнимается;
- отклонение от симметрии наблюдается более явно, чем в опытах без грузов;
- если пластинка с грузом имеет большую тяжесть по сравнению с весом наслоения, то конус, образовавшийся в результате гидроразрыва располагается рядом с ней.

Опыты и полученные результаты, проведенные в лабораторных условиях и в условиях строительной площадки при упрочнении слабых сыпучих грунтов оснований существующих фундаментов мелкого заложения [2], проводимых НПП «Опти-Строй» показали, что вытеснение грунта на уровне расположения выпускных коллекторов инъекционных трубок начинается с образования малого начального пузыря и конусообразных сдвиговых поверхностей, достигающих поверхность грунта. При этом в зависимости от плотности сложения сыпучего грунта можно прогнозировать направление вытеснения, а также места возникновения гидроразрывов. При этом следует учитывать возможность опрокидывания или поднятия существующих фундаментов за счет образования конуса при инъекции.

Установлено, что в случае устройства корней и стволов буроинъекционных анкеров и свай соответственно, необходимо избегать образования гидроразрывов, так как образующийся в гидроразрыве цементный камень по объему иногда соизмерим с цилиндрическим корнем или стволом сваи или анкера соответственно. При нагружении последних цементное тело, расположенное в теле гидроразрыва отрывается, не обеспечивая существенного прироста несущей способности. Исходя из этого на кафедре «Геотехники и экология в строительстве» БГПА для обеспечения проектной формы и размеров корня или ствола анкера или сваи соответственно была разработана специальная технология, защищенная авторским свидетельством СССР [3]. Сущностью данной технологии являлось инъекция цементного раствора в расширяющуюся и дренирующую оболочку из геотекстильного материала, требуемого размера и формы, которая позволяет исключить неконтролируемые утечки раствора в направлении потенциальных гидроразрывов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мишаков В.А. О процессе уплотнения песчаного грунта при устройстве инъекционных анкеров // Специальные строительные работы. – 1980. № 12 – с. 17-19.

2. Попов О.В., Зыль А.Н. Технология инъекционно-цементационного упрочнения грунтов при геотехнических реконструкциях.// Материалы международной инженерно-технической конференции «Новые конкурентноспособные и прогрессивные технологии, машины и механизмы в условиях современного рынка». Могилев, 2000 г., с. 347.
3. А.С. 1392203 СССР, МКИ Е 02 Д 5/80. Способ выполнения буринъекционного анкера. / А.С. Никитенко М.И., Соболевский Ю.А., Соболевский Д.Ю., Попов О.В.

УДК 351.78:624.13

Романюк Л.С., Бабич Е.М.

ГИДРОГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ФОРМИРОВАНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ГИДРООТВАЛОВ

Гидрогеомеханические процессы, происходящие в грунтовом массиве гидроотвала, можно разделить на три вида: гидромеханические (растекание пульпы, фракционирование); геомеханические (консолидация, кольматация, изменение напряженно-деформированного состояния основания, устойчивость, и др.); гидрогеологические (инфильтрационный и фильтрационный потоки). Все эти процессы связаны между собой и характер протекания каждого влияет на параметры других. Так, например, консистенция гидросмеси влияет не только на фракционирование и уклоны пляжа намыва, но и на плотность намываемого грунта, депрессионный уровень.

Вследствие гидрогеомеханических процессов происходит фракционирование и формируется слоистая текстура намываемого грунта. Следовательно, намываемый грунт анизотропный и скорости фильтрации воды в продольном и поперечном направлениях различны.

При растекании пульпы ее поток занимает только часть карты намыва. В местах, не занятых потоком, происходит локальное понижение кривой депрессии, вследствие чего мелкие частицы из верхних слоев проникают в нижние. В намываемом грунте наблюдается увеличение количества мелкодисперсных частиц $d < 0,1$ мм за счет кольматации, которая происходит как в процессе инфильтрации воды во время намыва, так и во время понижения поверхности депрессии во время длительных технологических перерывов в намыве.

Уплотнение намываемого песка наиболее интенсивно происходит как минимум в два этапа: сразу после окончания намыва очередного слоя, когда технологическая вода уходит в прудок-отстойник и инфильтрирует в массив грунта; во время намыва вышележащих слоев.

Изменение грансостава, плотности ведет не только к уменьшению водопроницаемости намываемых слоев, но и значительно влияет на прочность, несущую способность, другие физико-механические характеристики, что подтверждается исследованиями НИС РГТУ на Здолбуновском гидроотвале вскрышных пород мела ОАТ "Волянь" по производству цемента и шифера.

Результаты исследования гидрогеомеханических процессов позволяют учесть реальные условия формирования намываемого массива, включая все многообразные факторы технологии намыва, водообмена и внутреннего строения грунтового сооружения, правильно оценить его техническое состояние во время возведения, рекультивации и консервации.

КАРСТОВЫЕ ПРОЦЕССЫ В ВОСТОЧНОЙ ЧАСТИ БЕЛОРУССИИ

Общие положения

Большинство исследователей рассматривают Белоруссию, как регион, в котором карстовые процессы не имеют широкого распространения. Тем не менее карстовые явления на территории республики распространены широко и этим процессам необходимо уделять должное внимание. Карст развивается под влиянием целого комплекса различных природных и техногенных факторов, представляет собой явления связанные с растворением природными водами горных пород, характеризуется комплексами подземных и поверхностных форм рельефа, своеобразием циркуляции и режима подземных вод, речной сети и озер.

Территория Белоруссии разделяется на три региона с разными типами карста: в северной части карст связан с карбонатными отложениями девонского возраста (известняки, доломиты); в центральной части, в основном, развитие карста происходит в отложениях мелового возраста (мергель, писчий мел), на юге выделяется меловой и соляной карст (см. рисунок).

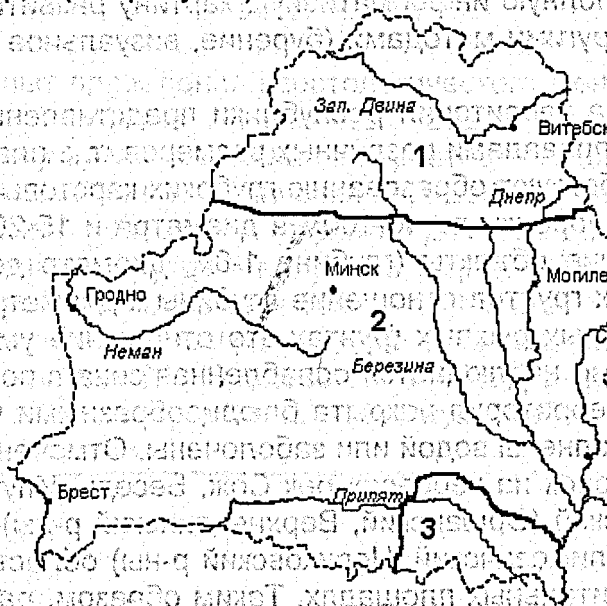


Рисунок.

Схема районирования карста (по А.Г.Чикишеву)

1. Прибалтийская область

2. Деснинско-Припятская область

3. Приднепровско-Донецкая область

Карстоопасными являются все участки земной поверхности, где на глубине залегают карстующиеся породы, но процессы карстообразования происходят с разной скоростью. Так как, карстовые процессы протекают стохастически и степень их активности зависит, в значительной мере, от техногенных факторов, то при освоении закарстованных территорий следует уделять внимание не только карстовой опасности для строящихся объектов, но и для уже существующих [1, 2].

Территориальное развитие карста.

Скорость карстовой денудации зависит от состава карстующихся пород. Так средняя скорость денудации для карбонатных пород на Русской равнине составляет

около 10-20мм/1000 лет. Развитие мелового и соляного карста происходит значительно быстрее и зависит от большего числа факторов [3]. Техногенное воздействие от многочисленных, главным образом химических, предприятий оказывает существенное влияние на развитие карста. Влияние оказывает и изменение гидрологического режима в карстующихся породах, связанное с водозаборами из карстовых пород и подъемом уровня грунтовых вод, характерным для городов. Значение имеет также сброс промышленных и бытовых отходов, которые изменяют химический состав и pH подземных вод.

С морфолого-генетической точки зрения, на территории Белоруссии развит преимущественно покровный карст (с покровом морены, флювиогляциальных отложений и др.). Перекрытость карстующихся пород некарстующимися рыхлыми осадками и предопределила широкое распространение покрытого карста. При этом карстовый процесс осложняется суффозией вышезалегающих водонасыщенных рыхлых пород в карстовые полости и трещиноватые зоны. Поскольку карстующиеся породы залегают на различных глубинах, иногда выходя на поверхность, но чаще под покровом песчаных и глинистых пород, выявление карстовых аномалий затруднено. В этих условиях приоритет должен быть отдан выявлению аномалий не в карстующихся породах, а в покровной толще, где они образуются над карстовыми полостями. Для обнаружения аномалий эффективно применение комплекса геофизических методов, дающих более полную информативную картину развития карстовых нарушений, по сравнению с другими методами (бурение, визуальное наблюдение и др.) [4].

Карстовые формы на территории республики представлены, в основном, воронками просасывания и провалами различных размеров, т.к. платформенные условия Белоруссии не способствуют образованию глубоких карстовых колодцев и шахт. Тем не менее, отмечены воронки до 40-100м в диаметре и 15-20м глубины, преобладают, однако, небольшие объекты (глубина 1-8м, диаметр до 15м). Для сухих, рыхлых и слабосвязанных грунтов отношение глубины к диаметру провала составляет 0,3 – 0,5; обводненных рыхлых грунтах это отношение уменьшается. Вокруг воронок и провалов обычно наблюдается ослабленная зона с пониженной несущей способностью. Местами территория покрыта блюдцеобразными карстовыми провалами, многие воронки заполнены водой или заболочены. Отмечено широкое распространение карстовых воронок на террасах рек Сож, Беседь, Ипуть, Друть [5]. Зоны развития карста в Витебской (Оршанский, Верхнедвинский р-ны), Могилевской (Белыничский, Кричевский, Климовичский, Чериковский р-ны) областях, на юге республики выделяются на значительных площадях. Таким образом, развитие карста связано с районами, где карстующиеся породы залегают близко или выходят на дневную поверхность.

Выводы.

В последнее время становится более заметной роль различных эндогеодинамических факторов на ход развития карста, что обусловлено изменениями геологической среды под воздействием техногенеза. Из-за техногенных процессов опасность карстового риска сейчас резко возросла, расширились границы зон возникновения стихийных бедствий из-за интенсивного проявления карста. Факт обнаружения полости в карстующихся породах не является критерием реальной опасности. Нужно также отметить, что нет эффективной методики для однозначного определения времени карстовых провалов, т.к. процесс карстообразования имеет вероятностный характер, зависящий от изменчивости природных и техногенных факторов и параметров, влияющих на провалообразование. Следовательно, можно говорить лишь о достаточно большой вероятности образования провала в практически значимые

сроки, определяемые возможностью осуществления тех или иных противокарстовых мероприятий. Важным моментом во временных прогнозах провалообразования является то, что формирование провалов происходит фазообразно с непрерывно-дискретным сдвижением пород. Нужно отметить также влияние глубины залегания карстующихся пород на скорость образования провала: процесс происходит тем быстрее, чем ближе к дневной поверхности находятся породы, при прочих равных условиях. Нередко выходу провалов на поверхность земли предшествует образование трещин, просадок, оседаний и т.п. Эти деформации явно указывают на происходящие на глубине процессы.

Осуществление постоянного наблюдения в районах, где развиваются процессы карстообразования экономически нерентабельно. Однако, для ряда экологически опасных объектов, а также для магистральных железных и автодорог, нефте- и газопроводов, при создании плотин, водохранилищ и малых водоемов (прудов), расположенных на закарстованной территории, должен осуществляться объектный карстологический мониторинг, учитывающий специфику эксплуатации таких объектов. Стоимость такого мониторинга будет меньше стоимости капитальной карстовой защиты, но совершенно несопоставима с возможным ущербом от катастрофических последствий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Толмачев В.В. Опыт проведения карстологического мониторинга в г. Дзержинске Нижегородской области / Толмачев В.В., Иконников Л.Б., Леоненко М.В. // Основания, фундаменты, механика грунтов. - 1999. - №5. - С. 25-27.
2. Черный Г.И., Черный В.Г. Геотехнические процессы в сложных грунтовых условиях Украины. // Світ геотехніки: додаток до міжвідомчого науково-технічного збірника: Будівельні конструкції. - випуск 53. НДІБК. - Київ: 2000. - с.4-9.
3. Гвоздецкий Н.А. Карст. - М.: Мысль, 1981. - 214с.: ил.
4. Комплексирование геофизических методов при решении геологических задач. / Под ред. В.Е. Никитского, В.В. Бродового. - М.: Недра, 1987. - 471с.: ил.
5. Чикишев А.Г. Карст Русской равнины. - М.: Наука, 1978. - 192с.: ил.

УДК 624.12/13:550.347

В.В. Талецкий

ВЛИЯНИЕ НАКЛОНА ПЛОСКОСТИ ИЗОТРОПИИ НАМЫВНОГО ГРУНТА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ ПОД ЛЕНТОЧНЫМ ФУНДАМЕНТОМ

При теоретическом исследовании влияния наклона плоскости изотропии намывного грунта, были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния основания под ленточным фундаментом. Расчеты выполнялись методом конечных элементов по программе «Геомеханика» [1], разработанной для решения смешанной упругопластической задачи. Программа реализует деформационную упругоидеальнопластическую модель для изотропного грунта.

При расчете намывного грунта, как анизотропного, в программу была введена деформационная модель для упругоидеальнопластической трансверсально-изотропной среды [2]. Деформационная анизотропия в модели описывается коэффициентами деформации S_{ij} , связывающими напряжения и деформации в обобщен-

ном законе Гука для трансверсально-изотропной среды. Анизотропия прочностных свойств учитывается экспериментальной зависимостью. Математически она описывается предельной поверхностью в виде функции: $\sigma_1^s = f(\sigma_3, \psi)$. С помощью этой функции определялась прочность намывного грунта для различных значений главного напряжения σ_3 и угла наклона плоскости изотропии ψ [3]. Значения коэффициентов деформации и функция предельной поверхности приняты по результатам испытаний образцов намывного грунта в двухосном приборе.

При расчетах из оснований выделялась область шириной $8,75b$ и глубиной $5b$, где $b = 1,6$ м – ширина жесткого ленточного фундамента. По контуру выделенной области, кроме верха, принято условие отсутствия горизонтальных и вертикальных перемещений. Перемещения верхней грани области не ограничивались.

Были выполнены 2 расчета. В первом расчете угол наклона плоскости изотропии был равен 0° , то есть, принята горизонтальная слоистость намывного грунта.

Во втором расчете угол наклона был равен 10° . При растекании потока пульпы, профиль поверхности отложения грунта всегда имеет вогнутую форму с более крутым уклоном у места выпуска пульпы и более пологим у прудка. Угол наклона определяются гидравлическими параметрами потока на пляже и фракционированием намывного грунта. Угол наклона плоскости изотропии (слоистости) обычно соответствует профилю поверхности отложения грунта при намыве. Угол наклона равный 10° был принят как наибольший средний по поверхности намыва.

Расчеты выполнялись при давлении под фундаментом $p = 400$ кН/м². Для наглядности и сравнительного анализа по результатам расчетов были построены эпюры, характеризующие напряжения и деформации в массиве грунта.

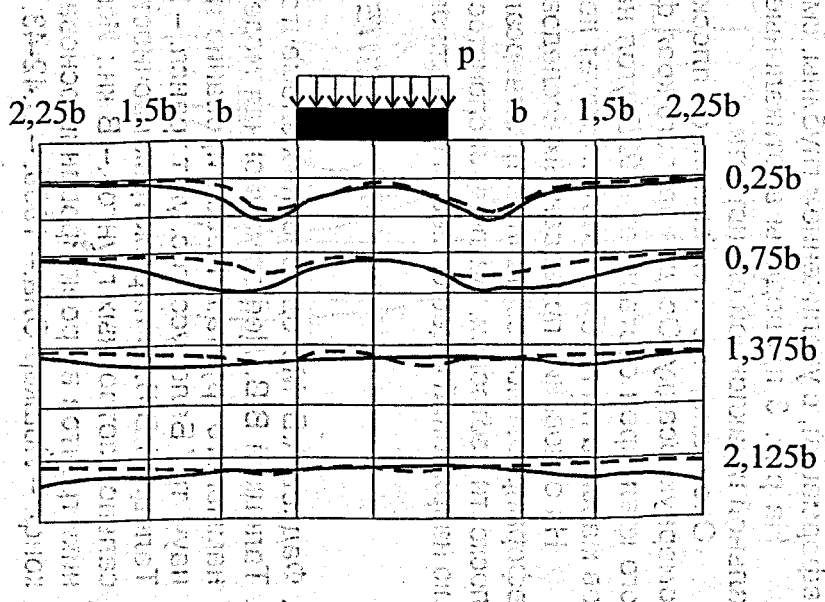
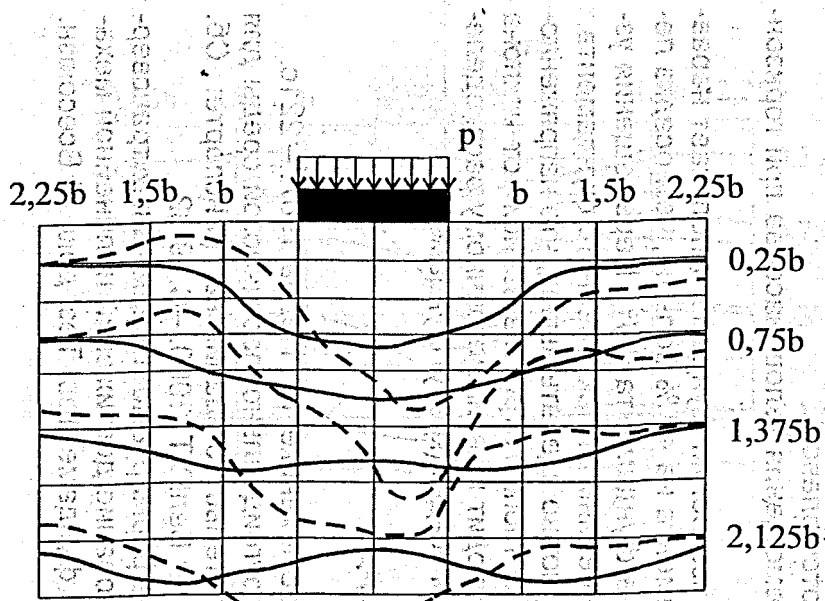
Расчет выполнялся для всей выделенной области. Эпюры распределения напряжений и деформаций строились для области шириной $4,5b$ и глубиной $2,125b$. В этой области более всего проявляются различия напряженно-деформированного состояния грунта от изменения угла наклона плоскости изотропии. На рис. 1 приведены эпюры распределения напряжений.

Сравнительный анализ показывает, что при горизонтальной плоскости изотропии напряжения распределяются симметрично относительно оси, проходящей через середину фундамента. Наклонная слоистость основания приводит к несимметричному распределению напряжений.

Наибольшие сжимающие вертикальные напряжения, на глубине $0,25b$ от подошвы фундамента, возникают в правой половине основания, причем максимум располагается на расстоянии $0,25b$ от оси фундамента (см. рис. 1а). Величина максимальных напряжений почти на 40 % больше, чем при горизонтальной плоскости изотропии.

На расстоянии $0,25b$ от оси в левой половине основания напряжения вдвое меньше максимальных, а на расстоянии большем $0,75b$ от оси – напряжения растягивающие (отрицательные). С глубиной пик сжимающих напряжений смещается влево, и на глубине $2,125b$ он находится на расстоянии $3b$ слева от оси фундамента, а величина напряжений уменьшается вдвое.

Распределение горизонтальных напряжений в левой половине основания, также отличается от распределения их в правой половине (рис. 1б). В правой половине до глубины b горизонтальные напряжения сжимающие и величина их вдвое больше, чем при горизонтальной плоскости изотропии. Ниже глубины b они уменьшаются и на глубине $2,5b$ близки к нулю или отрицательные. В левой половине основания в уровне подошвы фундамента напряжения сжимающие и величина их на 20 % больше, чем при горизонтальной плоскости изотропии.



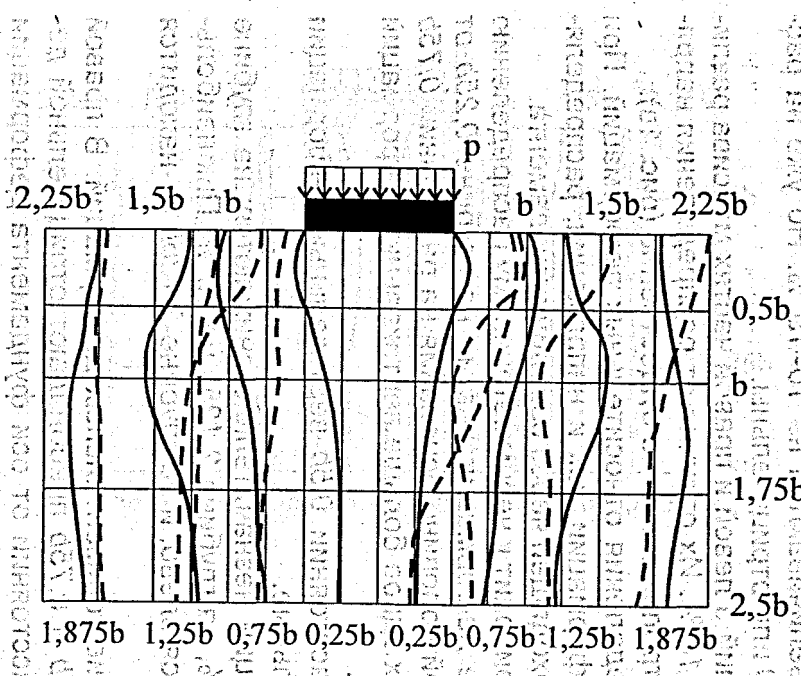


Рис. 1. Эпюры распределения напряжений (в 1 см 200 кПа):
 а) — вертикальных, σ_z ;
 б) — горизонтальных, σ_x ;
 в) — сдвиговых, τ_{xz} ;
 — при угле наклона 0° ;
 - - - при угле наклона 10°

С глубиной горизонтальные напряжения на расстоянии $0,25b$ и $0,75b$ от оси фундамента не уменьшаются, а даже увеличиваются на 10–15 %. Но уже на расстоянии $1,25b$ и $1,875b$ они почти равны 0 или отрицательны.

Распределение сдвиговых напряжений в левой и правой частях массива различаются незначительно, не более чем на 10 %. Их отличие от распределения напряжений при горизонтальной плоскости изотропии также не существенно (рис. 1в).

На рис. 2 приведены эпюры распределения относительных деформаций. При горизонтальной плоскости изотропии деформации, как и напряжения, распределяются симметрично относительно оси, проходящей через середину фундамента.

Наклонная слоистость основания приводит к несимметричному распределению деформаций. Наибольшие вертикальные деформации сжатия на глубине $0,25b$ от подошвы фундамента возникают в правой половине основания на расстоянии $0,75b$ от оси фундамента (рис. 2а). Величина их вдвое больше вертикальных деформаций при горизонтальной плоскости изотропии.

В левой половине основания на расстоянии $0,5b$ вертикальные деформации равны 0, на расстоянии $0,75b$ – отрицательные.

С глубиной вертикальные деформации незначительно снижаются: на глубине $0,75b$ на 10 %, на глубине $1,375b$ на 15 %, на глубине $2,125b$ на 45 %. Пик наибольших вертикальных деформаций смещается влево, и на глубине $2,125b$ он находится на $0,25b$ слева от оси фундамента.

На рис. 2б приведено распределение горизонтальных деформаций. В правой половине оснований на расстоянии $0,25b$ и $0,75b$ преобладают отрицательной деформации (растяжение). На большем расстоянии от оси фундамента деформации положительные или близкие к нулю. В левой половине основания горизонтальные деформации на расстояниях $0,25b$ до глубины b и $0,75b$ до глубины $2,5b$ – положительные. На большем расстоянии от оси фундамента деформации близки к нулю.

Сдвиговые деформации левой и правой частях массива имеют незначительные различия (рис. 2в). Следует только отметить, что пики седлообразных эпюр деформаций, с увеличением глубины, смещаются влево.

На рис. 3 приведены вертикальные перемещения узлов массива при горизонтальной и наклонной слоистости.

Очевидно, что при наклонной плоскости изотропии фундамент получает неравномерную осадку. Осадка правого края фундамента на 40 % больше, чем осадка левого края, крен составляет $0,025$ (угол наклона фундамента $1,4^\circ$). Перемещения узлов массива на глубине соответствует перемещениям от наклоненного фундамента.

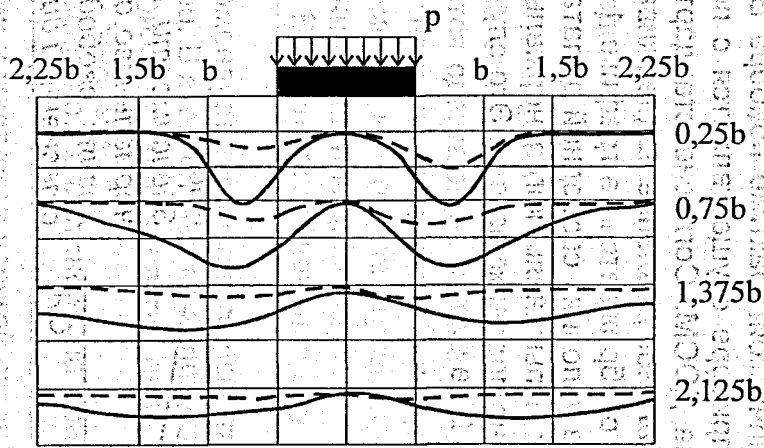
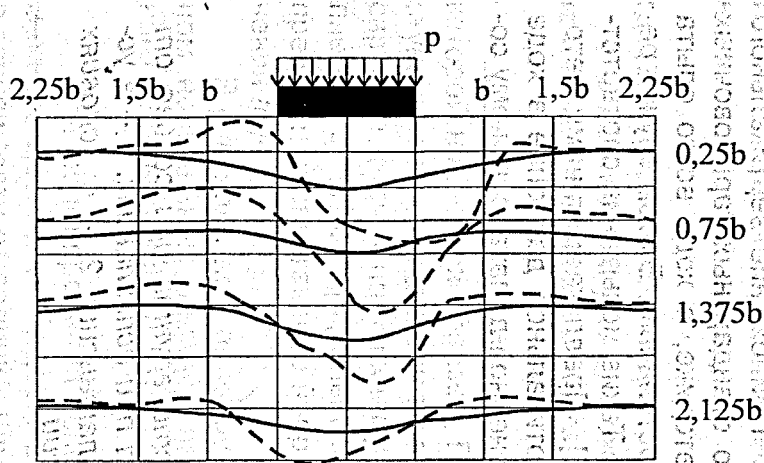
На основании проведенных исследований можно сделать вывод, что напряженно-деформированное состояние трансверсально-изотропных грунтов зависит от наклона плоскости изотропии. Наклонная слоистость приводит к несимметричному распределению напряжений и деформаций и неравномерной осадке (крену) фундамента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. – 221с.
2. Талецкий В.В. Деформационная модель упругоидеальнопластической среды для намывного грунта. // Проектирование и строительство зданий на транспорте: Сб. науч. тр. / Белорусс. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2000. – С.79-82.
3. Талецкий В.В. О параметрах прочности и деформируемости намывных трансверсально-изотропных грунтов. – В кн.: Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов. Тез. докл. II Всесоюзн. конф. – Йошкар-Ола. – 1989. – С.42-43.

а) б) в) г) д) е) ж) з) и) я) ы) э) ю) я)

а) б) в) г) д) е) ж) з) и) я) ы) э) ю) я)



б)

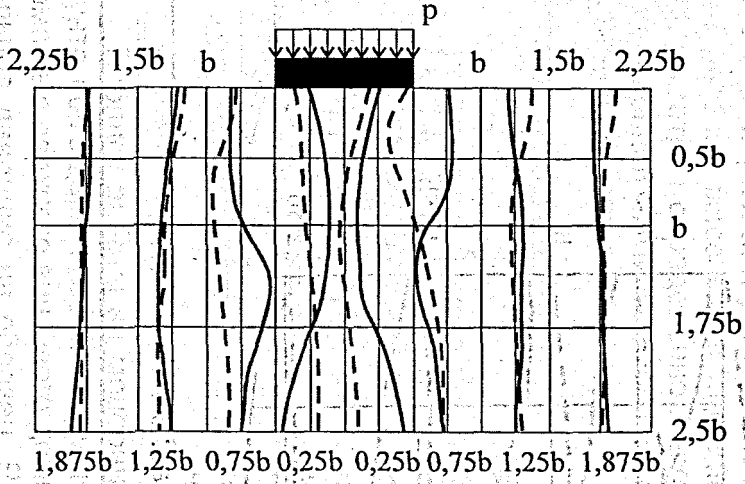


Рис. 2. Эпюры распределения деформации (в 1 см – 2 %)

а) – вертикальных, ϵ_y ;

б) – горизонтальных, ϵ_z ;

в) – сдвиговых, γ_{xz} ;

— при угле наклона 0° ;

- - - при угле наклона 10°

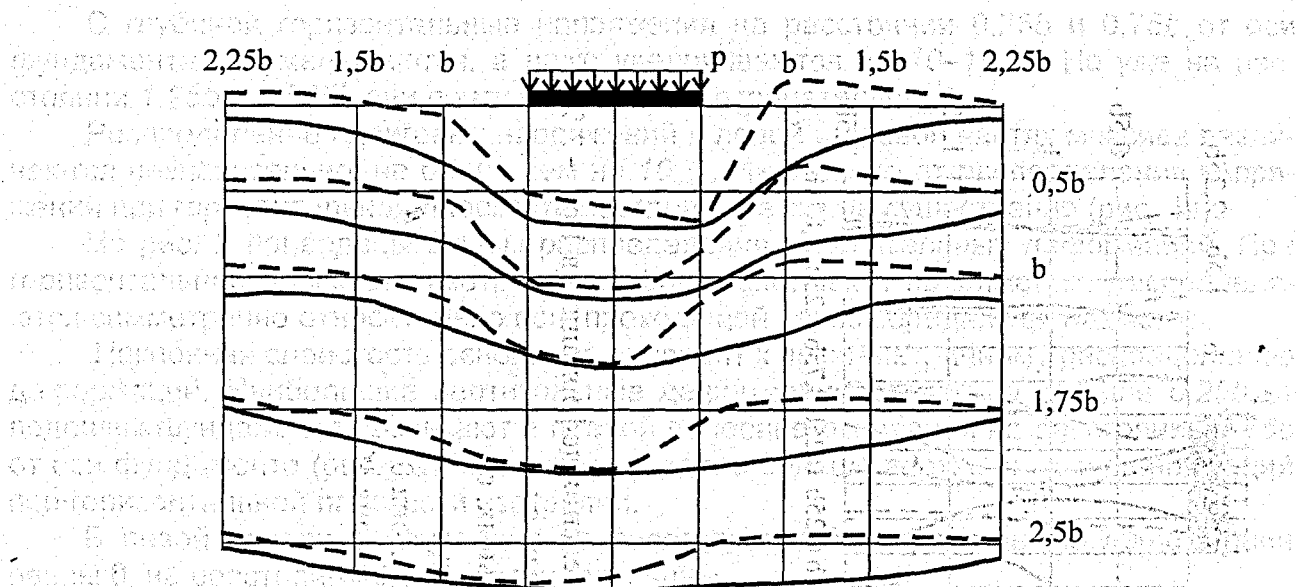


Рис. 3.
Вертикальные перемещения узла массива. Масштаб: в 1 см – 8 см

УДК 624.12+624.15
Уласик Т.М.

ИСПЫТАНИЯ ДИЛАТИРУЮЩИХ ГРУНТОВ НА СЕРИЙНОМ ПРИБОРЕ

Сопротивление сыпучих грунтов сдвигу может быть определено с помощью известного в геотехнической практике прибора ВСВ-25. Приложение вертикального давления в этом приборе осуществляется с помощью стандартных тарировочных динамометров типа ДОСМ. Согласно стандартной методике, в ходе всего опыта нормальное вертикальное давление поддерживается постоянным. В этом случае результат испытаний отображается на графике 1 (рис.1). Такие испытания соответствуют испытаниям в условиях свободной дилатансии [3]. Предлагаемая нами методика соответствует испытаниям когда нормальное вертикальное давление в ходе опыта постоянным не поддерживается. Это случай стесненной дилатансии и ему соответствует график 2 на рис.1

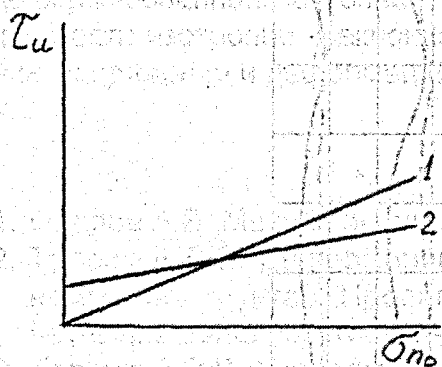


Рис. 1.
Зависимости прочности грунта при сдвиге от нормального давления при испытаниях: 1 – в условиях свободной дилатансии; 2 – в условиях стесненной дилатансии.

Для того чтобы оценить влияние дилатансии на прочностные характеристики грунта на данном приборе необходимо моделирование грунтового массива, точнее, его упругих свойств.

Согласно феноменологической модели сдвига "грунта по грунту" [3], которая показана на рис. 2, грунтовый массив, расположенный над плоскостью сдвига, а также грунтовый массив, находящийся ниже этой плоскости, моделируется с помощью динамометров определенной жесткости. Тарировочные динамометры с жесткостью определенной величины K позволяют моделировать упругие свойства сыпучего грунта, слагающего массив.

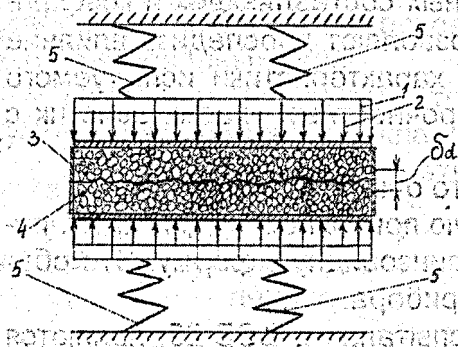


Рис. 2.

Феноменологическая модель сдвига "грунта по грунту".

1 – начальное нормальное давление σ_{no} ; 2 – дополнительное дилатантное напряжение σ_d ; 3 – металлическая обойма; 4 – образец грунта; 5 – пружины, моделирующие упругие свойства грунтового массива; δ_d – предполагаемое дилатантное перемещение.

Порядок работы на модернизированном приборе ВСВ-25 следующий: образец грунта помещают в обойму круглого сечения, площадь которого 40 см^2 . Далее с помощью верхнего винтового домкрата и динамометра создается начальное вертикальное давление на образец. Рекомендуется проводить испытания в диапазоне давлений $0,1 \text{ МПа}$; $0,2 \text{ МПа}$; $0,3 \text{ МПа}$ и для трех различных значений жесткости грунтового массива K . В зависимости от начальной плотности образца вначале испытаний может проявиться контракция (уплотнение грунта), что покажет индикатор часового типа. В дальнейшем давление в зоне сдвига будет расти, т.е. появится дилатантный распор $\Delta\sigma_d$, который связан с коэффициентом упругого отпора соотношением:

$$K = \Delta\sigma_d / \Delta\delta_d,$$

где $\Delta\delta_d$ – дилатантное перемещение (расширение – распор зоны сдвига)

Зная величину $\Delta\sigma_d$, можно определить значение дилатантного перемещения или зоны дилатансии в образце:

$$\Delta\delta_d = \Delta\sigma_d / K.$$

Сдвигающее усилие прикладывается к подвижной части прибора (каретке), на которой находится образец. Передается сдвигающее усилие ступенями. На каждой ступени измеряется мобилизованное значение сопротивления грунта сдвигу τ . Фиксируется отсчет по верхнему динамометру, на этой же ступени нагружения определяется τ_{di} . При предельном значении сдвигающей нагрузки фиксируется τ_u – предельное сдвигающее напряжение. Вычисляются значения $\Delta\sigma_d$ и $\Delta\delta_d$, а также значения $tg\phi$.

В руководстве к прибору [2] рекомендуется проводить испытания при постоянном нормальном давлении на образец. В этом случае моделируется случай свободного дилатирования грунта с величиной сдвигающего напряжения

$$\tau = \sigma_{no} tg\phi.$$

Для моделирования условий стесненной дилатансии на приборе ВСВ-25 нормальное давление поддерживать постоянным не следует. Его величина изменяется в зависимости от величины дилатансии и жесткости упругой связи, т.е. косвенно моделируется условие сдвига внутри массива грунта. Предельное сдвигающее напряжение [3] в этом случае будет:

где: τ_d – дилатантная составляющая, σ_{no} – нормальное давление, $\Delta\sigma_d$ – дилатантный распор, $tg\varphi$ – тангенс угла внутреннего трения грунта.

На основе полученных данных можно построить зависимости сдвигающих напряжений и нормальных давлений, а также дилатантных составляющих и коэффициентов упругого отпора $\tau_d = f(K)$. Эти зависимости позволяют проследить влияние упругих свойств грунтового массива на прочностные характеристики испытуемого грунта. Основными недостатками при определении прочностных характеристик с использованием прибора ВСВ-25 являются:

1. Изменение площади поверхности сдвига в ходе всего опыта.
2. Искажения, из-за невозможности обеспечить плоскую поверхность сдвига, т.к. поверхность сдвига в срезном приборе приобретает линзовидную форму. Это объясняется наличием трения грунта о стенки обоймы прибора.

Но в целом, погрешности, которые могут дать испытания в ВСВ-25, являются допустимыми [3].

Предлагаемая методика испытаний на серийном приборе ВСВ-25 позволит внести существенные дополнения при испытаниях в условиях стесненной дилатации. Эти дополнения не противоречат стандартным методикам при испытании песчаных грунтов на сдвиг.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цытович Н.А. Механика грунтов. М., 1983.
2. Прибор сдвиговой ВСВ-25. Руководство по эксплуатации ВСВ-25. Угличский ремонтно-механический завод института "Гидропроект" 1977.
3. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта. Монография. Минск, 1994.

УДК 624.154.001.24/63

Чернюк В.П., Пчелин В.Н., Ивасюк П.П., Ивасюк Ю.П.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ ОТКАЗА ЗАБИВНЫХ СВАЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЛЯ ПОГРУЖЕНИЯ ОБМАЗОК, ПАСТ И СИНТЕТИЧЕСКИХ СМОЛ

В практике строительства известно применение для снижения энергоёмкости погружения забивных свай в грунт обмазок из синтетических смол, глинистых паст, а также воды (гидроподмыв) [1, 2, 3, 5].

Известно, что доля сопротивления трению грунта со сваей может достигать 30..50 % и больше от общего сопротивления погружению в зависимости от длины, размеров поперечного сечения и конфигурации сваи. Поэтому использование в этих целях для снижения сопротивления в качестве обмазок материалов, обладающими высокими антифрикционными свойствами, способностью к тиксотропным изменениям и низким сопротивлением сдвигу может привести к ускорению процесса погружения, увеличению величины отказа свай и снижению затрат энергии на эту работу.

Практика и расчёты стоимости погружения свай производятся по формулам (1) – (2) [4] показывают, что использование обмазок повышает стоимость их погружения весьма незначительно: на 0.2; 0.4; 1.2; 3.1; 6.2 % соответственно при применении воды, пасты из бентонитовой глины, раствора полиакриламида, жидкого стекла и эпоксидной смолы, но при этом энергоёмкость погружения может быть снижена до 30 %, что даёт экономический эффект до 2..3 рублей на сваю (в ценах 1991 г.) и на столько же процентов (за исключением воды) может быть повышена несущая способность сваи по грунту основания, существенно уменьшено число поломанных и деформированных свай.

Полную плановую себестоимость погружения одной сваи можно определить как сумму прямых затрат и накладных расходов.

Прямые денежные затраты равны

$$C_{пр} = (\sum C_{м.см} \cdot T_{м} \cdot K_1 + \sum Z_k \cdot K_2), \quad (1)$$

где: $C_{м.см}$ – стоимость машино-смены копровой установки или агрегата, определённая согласно СНиП IV-3-82 «Правила определения сметной стоимости эксплуатации строительных машин»;

$T_{м}$ – продолжительность погружения одной сваи согласно ЕНиР, сб.12 «Свайные работы», см;

Z_k – заработная плата (расценка) копровщиков за погружение одной сваи, определяется согласно ЕНиР, сб.12, руб.;

$k_1 = 1.92$ – коэффициент перехода к базовым ценам по стоимости эксплуатации машин;

$k_2 = 2.97$ – то же, по заработной плате.

Накладные расходы вычисляем по выражению

$$H_p = K_3 \cdot C_{пр}, \quad (2)$$

где: $k_3 = 1.364$ – норма накладных расходов для промышленного и гражданского строительства;

$k_3 = 1.608$ – для строительства в сельских районах;

$k_3 = 2.2$ – для крупнопанельного домостроения.

Согласно последним исследованиям, в качестве обмазок могут применяться карбамидные, фурфуроланилиновые, полиакриламидные и эпоксидные смолы, а также тиксотропные глинистые пасты и вода. Существует ряд модификаций этих смол и паст, однако преимущественное применение получили глинистые пасты, цементные растворы и вода. Так, например в г.Бресте, при строительстве моста через р.Мухавец по ул. 28 Июля использовалась вода при погружении свай и опор моста путём подмыва. Известно также широкое применение воды, глинистых паст, жидкого стекла и цементных растворов на Украине, в РБ и РФ для ускорения процесса погружения свай, при реконструкции свайных фундаментов и в других целях. За рубежом, например в бывшей ГДР, известно применение синтетических смол и паст для погружения свай.

Анализируя результаты существующих исследований можно отметить, что сваи с обмазками погружаются быстрее чистых, с меньшими затратами энергии, что заметно как по отдельным отказам, так и по общему количеству ударов, затраченных на их забивку. При этом оказалось, что энергоёмкость (работа) погружения свай, обмазанных жидким стеклом, уменьшилось на 18 %, раствором полиакриламида (ПАА) – до 27 %, бентонитовой пастой – до 32 % и эпоксидной смолой (ЭС) – на 35 %. Через 6 суток оказалось, что при обмазке свай жидким стеклом несущая способность по грунту основания существенно не повысилась, в то время как обмазка бентонитовой пастой, раствором ПАА и ЭС обусловили ее увеличение на 27.4 и 23.7 %.

Весьма эффективно и даже с большим экономическим эффектом погружение свай забивкой в тиксотропных рубашках, когда глинистая суспензия или цементный раствор подаются в зазор между сваями, имеющими выступы на боковой поверхности ствола, и грунтом. Энергоёмкость погружения обмазанных таким образом свай снижается в 3..4 раза, хотя несколько и уменьшается несущая способность свай по грунту основания.

Для определения отказа свай, обмазанных антифрикционными материалами (пастами, смолами, водой) может быть использована известная методика авторов [6, 7, 8], но с повышающими коэффициентами K , учитывающими вид и свойства обмазок. Конечная формула для определения отказа обмазанных свай при погружении в грунт будет выглядеть следующим образом:

$$\delta = K \frac{mgH}{F} \cdot \frac{m}{m_m + m_c + m_n} \quad (3)$$

где: m — масса ударной части молота, т;

m_m — полная масса молота, т;

m_c — масса сваи, т;

m_n — масса наголовника, т;

$g = 9.81$ — ускорение свободного падения, м/с²;

H — высота падения (подскока) ударной части молота, м;

F — сопротивление грунта перемещению сваи, равное сумме его расчётных сопротивлений под нижним концом сваи и по боковой его поверхности, т.е. расчётной несущей способности сваи по грунту основания, и определяемое согласно СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» или СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений», кН;

K — коэффициент увеличения отказа обмазанных свай при погружении в грунт, определенный по табл. 1.

Использование обмазок из синтетических смол, глинистых паст для погружения свай требует определенных, хотя и небольших денежных, материальных и трудовых затрат. По этой причине в некоторых случаях (при погружении в лидерные скважины, болотистые и слабые грунты) может оказаться более приемлемым применение самосмазывающихся конструкций свай заводской готовности и свай, погружаемых с подмывом грунта водой, значительное количество конструкций которых разработаны БГТУ в разные годы.

Таблица 1.

Значения коэффициентов увеличения отказа K обмазанных свай, ед

Вид обмазки	Значение коэффициента K
Вода	1.2 – 1.35
Цементные растворы	1.15 – 1.2
Глинистые (бентонитовые) пасты	1.4 – 1.45
Жидкое стекло	1.2 – 1.25
Синтетические смолы	1.35 – 1.4
Эпоксидные смолы	1.3 – 1.35

Использование обмазок и смол, совершенствование методики расчёта отказа обмазанных свай, применение прогрессивных конструкций и технических решение свай позволит повысить эффективность производства свайных работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кречин А.С., Чернюк В.П., Шведовский П.Н. и др. Ресурсосберегающие фундаменты на сельских стройках.- Кишинёв: Картя Молдовеняскэ, 1990.- 247 с.
2. Чернюк В.П., Пчелин В.Н., Черноиван В.Н. Винтовые сваи и анкеры в строительстве.- Минск: Ураджай, 1993.- 277 с.
3. Чернюк В.П., Пойта П.С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов.- Брест: Облтипография, 1998.- 216 с.
4. Кульгавчук Л.В., Пчелин В.Н. Методические указания по технико-экономическому сравнению вариантов технологии производства СМР при разработке технологических карт в составе курсового и дипломного проектов. - Брест: БПИ, 1998. - 27 с.
5. Спиридонов В.В., Батурчик В.Г., Чернюк В.П. О конструкциях забивных свай, погружаемых гидравлическим способом. Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепроводных систем. Научно - технический реферативный сборник, вып.2. - М.: Информнефтегазстрой, 1982. - с.13 - 16.
6. Спиридонов В.В., Чернюк В.П., Юськович Г.И., Пчелин В.Н. Определение величины погружения забивной сваи в грунт. Передовой производственный опыт, рекомендуемый для внедрения в строительстве предприятий нефтяной и газовой промышленности. Научно-технический информационный сборник, вып.7. - М.: ВНИИПКтехоргнефтегазстрой, 1989.- с.23 - 27.
7. Чернюк В.П. и др. Определение отказа забивной сваи при погружении в грунт. Расчет конструкций и теплофизика зданий и сооружений АПК. Сборник научных трудов. М.: ЦНИИЭПСельстрой, 1989. - с.64 - 70.
8. Чернюк В.П., Пчелин В.Н., Юськович Г.И., Щербач В.П. Определение величины отказа забивной сваи. Вопросы строительства и архитектуры. Республиканский межведомственный сборник научных трудов, вып.17. - Минск: «Вышэйшая школа», 1989. - с.90 - 93.



**VII Международный научно-методический семинар
"ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ"**

Секция VII

**МЕТОДИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ПОДГОТОВКИ
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

УДК 681.3:624.04

Игнатюк В.И., Богомолов Д.В.

**О ПРИНЦИПАХ РАЗРАБОТКИ УЧЕБНОЙ КОМПЬЮТЕРНОЙ
ПРОГРАММЫ ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ
РАМ МЕТОДОМ СИЛ**

Учебные компьютерные программы в строительной механике должны способствовать эффективному изучению методов расчета и работы сооружений, облегчая трудоемкие вычислительные процессы, уменьшая объем ручных вычислений и представляя при этом необходимые условия и возможности для закрепления принципов методов расчета, для более глубокого познания физической сути этих методов, физических основ работы сооружений, а также возможности для выполнения исследований работы и поведения сооружений при различных их параметрах и характеристиках.

При создании таких учебных компьютерных программ самым сложным является нахождение наиболее оптимального соотношения двух сторон в методе расчета, которое позволяло бы, с одной стороны, максимально облегчить математические вычисления и уменьшить их объем, а с другой стороны, максимально сохранить его сущностно-физическую сторону. Решение этой проблемы требует глубокого анализа метода расчета, в результате которого метод разделяется на две части. Одна из этих частей, менее трудоемкая с вычислительной точки зрения, но несущая в себе большой физический смысл, раскрывающая сущность метода и способствующая его глубокому познанию, должна выполняться вручную. Другая же, менее информатив-

по направлениях отброшенных связей от действия единичных значений неизвестных X_i , по формулам:

$$\delta_{ik} = \sum \int \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k dx}{EJ}; \Delta_{ip} = \sum \int \frac{\bar{M}_i \bar{M}_p dx}{EJ} \quad (3)$$

6. Вычисление проверочных коэффициентов

$$\delta_{SS} = \sum \int \frac{M_s dx}{EJ}; \Delta_{SP} = \sum \int \frac{M_s M_p dx}{EJ} \quad (4)$$

7. Решение системы уравнений (1).

8. Построение окончательной эпюры изгибающих моментов по формуле

$$M = \bar{M}_1 X_1 + \bar{M}_2 X_2 + \bar{M}_3 X_3 + \dots + \bar{M}_l X_l + M_p \quad (5)$$

9. Построение окончательной эпюры поперечных сил Q .

10. Построение окончательной эпюры продольных сил N .

В программе "METSIL" выполнено следующее разделение метода сил на две части. Вручную студенту предлагается выполнить пункты 1–4, 6 и 9, 10, которые несут в себе в большей части суть метода, позволяют изучить метод в целом и основные его принципы, закрепить навыки кинематического анализа систем, построение эпюр внутренних усилий в статически определимых системах (О.С.), показать умение вычисления перемещений по формулам Мора (3), для чего вручную необходимо вычислить коэффициенты δ_{SS} и Δ_{SP} (4), являющиеся как проверочными в расчете, так и контрольными в программе.

При верном вычислении (с учетом, естественно, заданных предельных погрешностей) величин δ_{SS} и Δ_{SP} программа выполняет расчет наиболее трудоемких этапов метода сил 5, 7, 8. Эпюры поперечных и продольных сил Q и N студент в конце должен построить опять же самостоятельно (вручную).

При неверном вычислении коэффициентов δ_{SS} или Δ_{SP} программа выдает соответствующее сообщение, и требуется выполнить расчет их (или одного из них) заново.

Программа составлена в среде программирования Delphi, работает под управлением операционных систем Windows 95 и выше и не требует специальной установки и дополнительных библиотек. Исходный текст включает 22 модуля и имеет объем около 230 Кб, исполняемый файл MetSil.exe имеет размер 588 Кб. Стандартный для Windows графический интерфейс и достаточно развитый сервис делают работу в программе простой и понятной.

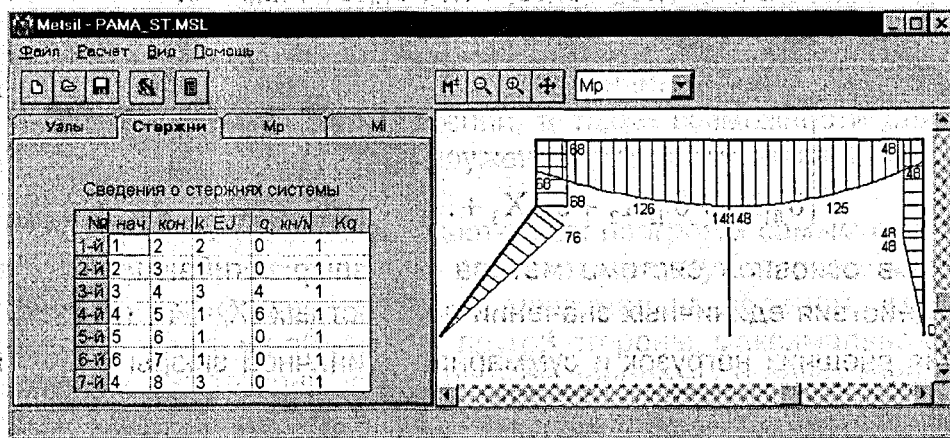


Рис. 1. Основное окно программы "METSIL"

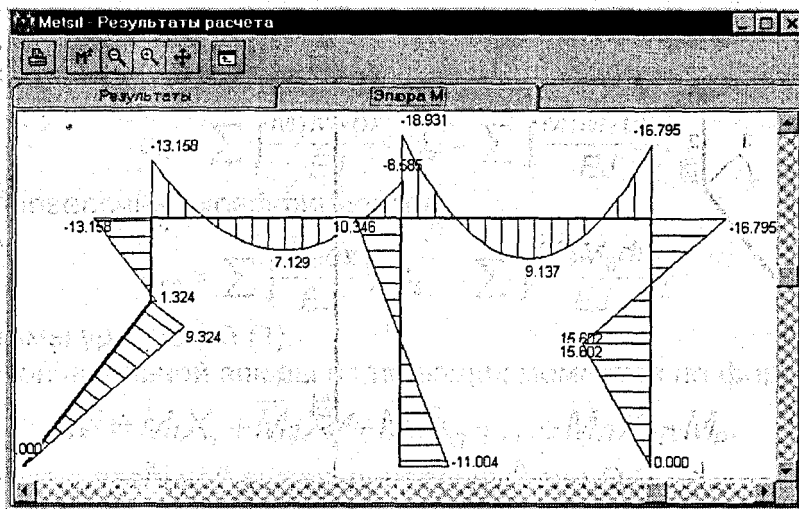


Рис. 3.
Окно результатов расчета программы "METSIL"

УДК 378.15:33
Кожухар В.М.

АКТУАЛИЗАЦИЯ ТРАДИЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ

Ориентация образовательного процесса на компьютерные технологии предполагает значительные материальные затраты. Они обусловлены как дороговизной технических средств, так и высокими ремонтно-эксплуатационными расходами, вызванными недостаточной квалификацией пользователей и их обезличенностью. К сожалению, далеко не всякий, тем более периферийный вуз, может предоставить учебному процессу достаточное количество компьютерного времени.

Направлением, позволяющим, по нашему мнению, достаточно эффективно и при невысоких затратах качественно готовить инженерные кадры, является актуализация традиционных технологий обучения. При этом имеет место активизация аудиторных, прежде всего, — практических занятий, а также самостоятельной работы студентов над усвоением лекционных курсов и курсовым проектированием, путем углубленной индивидуализации заданий и итогового (зачетно-экзаменационного) контроля с применением структурно-логических схем.

Слабым моментом образовательного процесса является фрагментарность ("распыленность") восприятия изучаемого материала. Ее причины различны. Одной из них являются объективные трудности продолжительного сосредоточения внимания на одном предмете. Следствием такого "распыления" выступает бессвязность запоминания, а в дальнейшем — и воспроизведения. При этом из поля зрения обучающегося, зачастую, выпадают важные взаимосвязи между отдельными понятиями и целыми понятийными блоками, которые могли бы облегчить как понимание (усвоение) изучаемого материала, так и его логическое запоминание. Экзаменационные собеседования, различные тестирования свидетельствуют, что даже понимая смысл отдельных понятий одной и той же темы, значительная часть студентов испытывает, иногда непреодолимые, трудности в объяснении связи между ними. Эффективным инструментом разрешения изложенной проблемы могут служить структурно-

логические схемы (СЛС). Они эффективны, по крайней мере, в двух качествах: – тренинг-упражнений; – проверочных тестов на усвоение пройденного материала.

Структурно-логические схемы призваны углубить и продемонстрировать понимание обучаемым объективно существующих связей между отдельными понятиями, категориями, терминами в определенной изучаемой предметной области. Составление таких схем в порядке подготовки к итоговому контролю позволяет студенту систематизировать, структурировать приобретенные в процессе изучения предмета или его части знания, подготовиться к логическому изложению вопросов, приведенных, например, в экзаменационном билете. Для составления схемы студенту представляется набор из 5-6 терминов, относящихся к какому-то разделу курса.

СЛС представляет собой графическое изображение, состоящее из двух основных элементов: – терминов, относящихся к определенной предметной области (заключенных на рисунке для выделения первичности в сплошную рамку); – логических связей между ними (отражаемых стрелками с поясняющими надписями).

Пример составления СЛС покажем на наборе терминов по календарному планированию: сетевой график, матричная модель, работа, линейный график, событие, монтаж стеновых панелей.

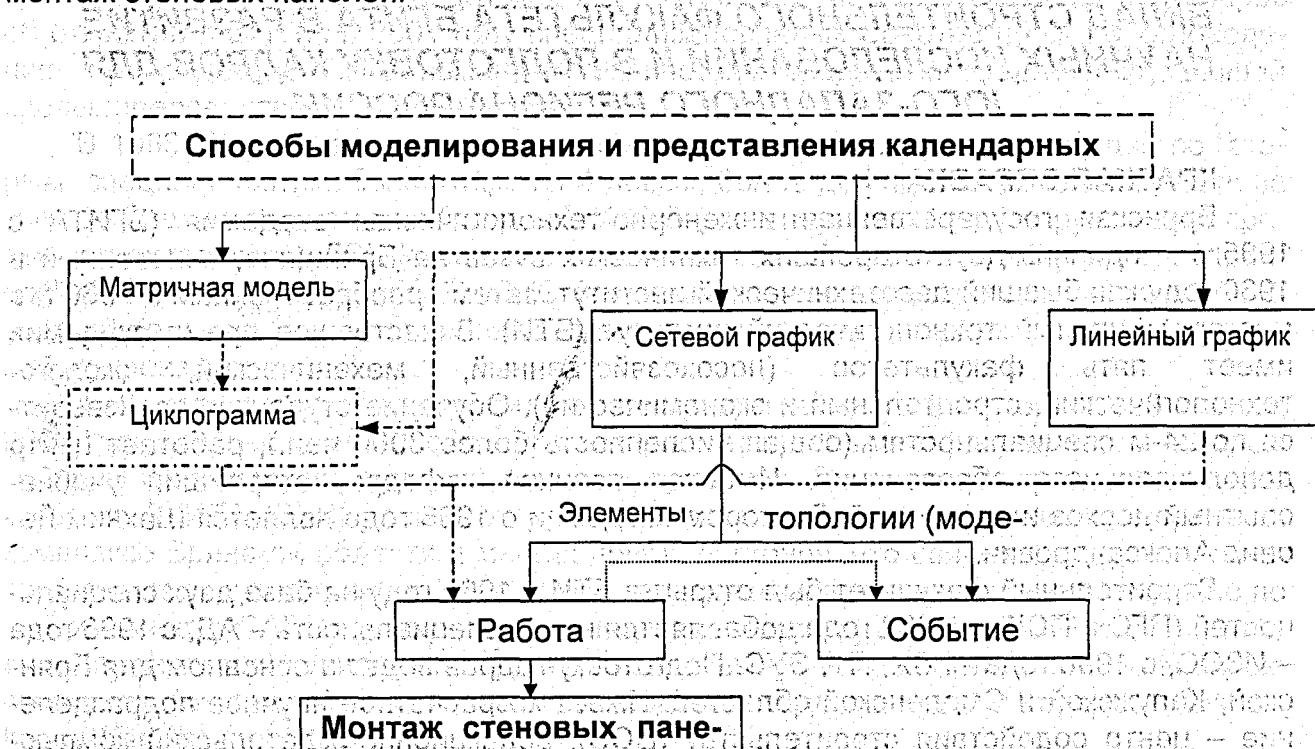


Рис. 1. Образец структурно-логической схемы: – в пунктирной рамке – дополнительно приведенный составителем схемы термин, играющий роль ее “корня” (в общем случае “корневой” термин может находиться среди заданных); – в штрихпунктирной рамке – дополнительно приведенный по усмотрению составителя термин; однопорядковый с заданными (может не приводиться); двойным штрихпунктиром отмечены связи второго плана; просто штрихом – третьего

Из рисунка видно, что между терминами, как ведущим элементом СЛС, в объективной реальности, которую они отражают, имеют место многоплановые логические связи, которые надлежит постичь и отразить обучающимся.

В процессе такой умственной деятельности актуализируются и систематизируются “фрагментарные” знания, приобретая глубину и прочность. Обучаемый при

этом приобретает способность логически мыслить, постигает логику изучаемой предметной области. Тем самым восполняется полнота и цельность восприятия изучаемого материала, теряемые из-за его преимущественной фрагментарности.

Кафедрой строительного производства БГИТА разработано значительное количество таких наборов терминов, и они постоянно обновляются.

С целью индивидуализации заданий на кафедре, в частности, по курсу "Организация строительного производства", создано системно-комплектное методическое обеспечение практических занятий и курсового проектирования (11 разработок), предусматривающее высокую вариативность (от 50 вариантов) заданий.

Практика свидетельствует о достаточной плодотворности рассмотренных подходов к актуализации традиционных технологий подготовки инженерных кадров.

УДК 378.412 (091):72

Осиновская И.А., Сенющенко М.А.

ВКЛАД СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА БГИТА В РАЗВИТИЕ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И В ПОДГОТОВКУ КАДРОВ ДЛЯ ЮГО-ЗАПАДНОГО РЕГИОНА РОССИИ

КРАТКАЯ СПРАВКА

Брянская государственная инженерно-технологическая академия (БГИТА с 1995г.) – один из двух старейших технических вузов на Брянщине, основанный в 1930 году как бывший лесотехнический институт, затем преобразованный в 1960 г. в многопрофильный технологический институт (БТИ). В настоящее время академия имеет пять факультетов (лесохозяйственный, механический, эколого-технологический, строительный и экономический). Обучение студентов производится по 24-м специальностям (общая численность более 3000 чел.), работает центр дополнительного образования. Имеется военная кафедра, старейший учебно-опытный лесхоз и дендрарий. Ректором академии с 1986 года является Шахнюк Леонид Александрович.

Строительный факультет был открыт в БТИ в 1960 году на базе двух специальностей (ПГС и ПСК), с 1982 года добавляется новая специальность – АД, с 1996 года – ИЗОС, с 1998 года – ГСХ, ПТ, ЭУС. Подготовку кадров ведет в основном для Брянской, Калужской и Смоленской областей. Имеет хозрасчетное научное подразделение – центр содействия строительству (ЦСС), редакционно-издательский компьютерный центр. Ассоциированный член АСВ и МААДО. На факультете имеется аспирантура по специальностям ТСП, САПР, АД, экология, на шести кафедрах работают 7 профессоров и докторов наук. За последние 5 лет на факультете защитилось 3 доктора и 12 кандидатов наук, присуждено 2 звания профессора кандидатам наук. Декан СФ с 1992 года – Осиновская Ирина Анатольевна.

ПОДГОТОВКА КАДРОВ

На строительном факультете имеется 3 "старых", хорошо сформировавшихся специальности: ПГС, ПСК, АД. С 1965 года выпускники СФ направлялись на крупные стройки Сибири (Норильск, Магадан, Братск, Кузбасс), Нечерноземья (Череповец, Старый Оскол, Обнинск), Москвы (Олимпиада-80), заводы ЖБИ и стройиндустрии многих областей Центрального и Северо-западного районов России. Разумеется, большинство выпускников оставались работать в тех регионах, откуда они приехали

на учебу в БТИ – это Брянская, Калужская, Смоленская области. До 1995 года заочно обучалось значительное число студентов из Гомельской, Сумской, Винницкой и Житомирской областей Беларуси и Украины.

С 1992 года на строительном факультете открывается аспирантура по наиболее необходимым специальностям: ТСП, АД, САПР, позднее экология, что обеспечивает основную потребность кафедр в научных кадрах. Сохраняются связи с базовыми научными центрами Москвы и С.-Петербурга, где прошли докторантуру 5 доцентов, аспирантуру 4 ассистента. Там же в Москве проходят защиты диссертаций по специальностям АД (2 канд.), ТСП (2 канд., 2 докт.), СМ (2 канд., 1 докт.), САПР (1 канд., 1 докт.).

После открытия в брянских вузах специализированных Советов: по САПР (в БГТУ), по экологии (в БГИТА) и техническим средствам защиты окружающей среды (в БГПУ) происходит существенная переориентация в подготовке диссертаций к защите в своих советах. Вплоть до 2000 года в указанных Советах докторантами и аспирантами факультета защищено соответственно 4, 3 и 1 диссертации, в том числе 2 докторских по экологии. Всего за последние 5 лет сотрудниками строительного факультета защищено 13 кандидатских и 5 докторских диссертаций. Решается вопрос об открытии в БГИТА в 2001 году специализированных Советов по материаловедению (председатель Г.И.Сильман) и техническим средствам защиты окружающей среды (председатель В.В.Ковалевский).

В 1996-97г.г. в связи с сокращением спроса на инженеров-строителей по "старым" специальностям, были открыты 4 новых, более дефицитных специальности за счет сокращения приема по "старым": ИЗОС (инженерная защита окружающей среды в строительстве), ГСХ (городское строительство и хозяйство), ПТ (природоохранное обустройство территорий), ЭУС (экономика и управление в строительстве). В настоящее время идет становление этих новых специальностей, изучение спроса на них на производстве.

К 40-летию строительного факультета, отмеченного 14-15 ноября 2000 года, издан I вариант сборника истории строительного факультета, в котором собраны краткие данные на известных выпускников. Выпускники строительного факультета БГИТА (БТИ) занимают руководящие посты в строительном и дорожном комплексе Брянской области и многих других регионов, что свидетельствует о высоком качестве их подготовки. Двое наших кандидатов наук, защитившихся недавно по специальности САПР, приглашены на преподавательскую работу в Московский военно-строительный университет. Среди наших выпускников есть известные военные строители (генерал и полковники), руководители администрации городов (Брянск, Курск, Калуга) и районов.

РАЗВИТИЕ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

На большинстве кафедр факультета сложились в 80-90е годы заметные научные школы (направления):

- обследование и проектная реконструкция памятников архитектуры и садово-паркового искусства Брянщины (засл. арх. РФ В.Н.Городков, доц. А.В.Городков);
- контроль качества строительных материалов (проф. В.Я.Гегерь);
- радиационное качество в строительном комплексе (проф. С.А.Ахременко, проф. В.Я.Гегерь, доц. С.С.Будаговский);
- шумо-защитные насаждения и акустический контроль воздушной среды (проф. В.В.Цыганков, доц. А.В.Городков);

– разработка ресурсосберегающих технологий в стройиндустрии и утилизация отходов (проф. В.В.Плотников, проф. В.Н.Грибанов, доц. Н.П.Лукутцова, доц. Е.А.Федоренко);

– защита урбанизированных и природно-территориальных комплексов от вредных техногенных воздействий (проф. В.И.Микрин, доц. А.В.Городков);

– совершенствование конструкций и технологии строительства автомобильных дорог (проф. В.И.Микрин, доц. П.В.Анисимов);

– обследование, испытание, усиление, реконструкция зданий и сооружений (проф. Ю.Я.Юдин, доценты Ю.В.Краснов, С.Г.Парфенов, О.В.Хромых);

– САПР в строительстве (проф. Ю.Я.Юдин, проф. А.Н.Башмаков, доц. М.А.Сенющенков);

– лазерные технологии для поверхностей полупроводников (доц. К.Н.Евтюхов, доц. И.М.Баранова);

– разработка рабочих органов активного действия для строительных и дорожных машин (проф. Н.Д.Сергеева).

Ученые факультета работают над региональными и федеральными научно-техническими программами:

– защита и благоустройство приовражных территорий города Брянска;

– утилизация местных отходов в стройиндустрии;

– обследование и реконструкция крупнопанельного жилья, производственных и общественных зданий;

– энергосбережение в дорожном комплексе (Федеральная программа);

– создание курсов дистанционного обучения по истории архитектуры и градостроительства, лесного хозяйства, а также по природе Брянского края.

Кафедры факультета ежегодно участвуют в межрегиональной выставке-ярмарке "Стройтехэкспо-Брянск" [6]. Факультет имеет тесные научные связи с родственными вузами России, Украины, Беларуси и Молдовы. В последние годы проведены 2 международных строительных конференции [3,5], международный семинар РАН [4]. Учеными факультета написаны десятки учебных пособий с грифом УМО;

научных монографий, получены патенты. Талантливая студенческая молодежь с 1995 года ежегодно получает медали и дипломы Всероссийского (Новосибирск) и регионального (Воронеж) смотров-конкурсов научных работ и дипломных проектов по строительству, участвует в фундаментальных и прикладных НИР. В 2000 году прием в аспирантуру на 3-х кафедрах факультета составил 5 человек.

На факультете с 1998 года функционирует мощный издательский компьютерный центр, в котором создаются электронные и печатные варианты методических указаний, пособий, монографий, диссертаций, авторефератов, чертежей и плакатов для дипломных проектов, для защиты диссертаций и для выставок. Интенсивно внедряются сетевые, мультимедийные и цифровые технологии в учебный процесс и в научные исследования.

Из очередных главных задач факультета можно отметить следующие:

1) Структурная перестройка и модернизация учебной и научной лабораторной базы, в том числе за счет отрасли.

2) Существенное повышение уровня информатизации в специальной подготовке инженеров-строителей.

3) Открытие остродефицитных для региона специальностей по инженерным сетям.

4) Преобразование строительного факультета в строительный институт в составе Академии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Экология. Строительство. Проектирование. Сборник научных трудов/ Брянский технологический институт. Институт экологии междун. инж. академии.; под. ред.: Осиновской И.А., Ахременко С.А., Юдина Ю.Я., Сеньющенкова М.А. – Брянск, 1995. – 149 с.
2. Повышение качества строительных работ, материалов и проектных решений. Сборник научных трудов. Выпуск 1/ Брян. гос. инженер.-технол. акад.; под. ред.: Осиновской И.А., Микрина В.И., Плотникова В.В., Сеньющенкова М.А. – Брянск, 1998. – 316 с.
3. Проблемы строительного и дорожного комплексов/ Труды международной научно-технической конференции (Брянск 16-19 ноября 2000г.). Брян. гос. инженер.-технол. акад.; под ред.: Осиновской И.А., Микрина В.И., Гегеря В.Я., Сеньющенкова М.А., Кожухара В.М. – Брянск, 1998. – 476 с.
4. Совершенствование качества в строительном комплексе: Материалы 41-го междунар. науч.-техн. семинара (Брянск 16-17 сент. 1999 г.)/ РАН. Строит. комис. по автоматиз. средствам оценки состояния круп. инженер. сооружений; Брян. гос. инженер.-технол. акад. (БГИТА); под ред.: Сеньющенкова М.А., Городкова А.В. – Брянск, 2000. – 175 с.
5. Повышение качества строительных работ, материалов и проектных решений. Международный сборник научных трудов. Выпуск 2/ Брян. гос. инженер.-технол. акад.; под. ред.: Микрина В.И., Сеньющенкова М.А., Городкова А.В., Кожухара В.М., – Брянск, 2000. – 647 с.
6. Вклад ученых и специалистов в национальную экономику. Материалы межвузовской (15-19 мая 2000г.) и межрегиональной "Современные технологии, материалы и проекты для строительного и дорожного комплексов" (19 апреля 2000г.) научно-технических конференций. Т. 3. Брянск, БГИТА, 2000. – 146 с.

УДК 378.1

Соколов Б.С., Мустафин И.И., Хусаинова Е.Ф.

НОВЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ПРИ ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРОВ-СТРОИТЕЛЕЙ

Перемены, произошедшие в экономике страны за последние годы, неизбежно вносят свои коррективы в методы Вузовского обучения. Сейчас нужны нестандартные подходы к обучению, которые заставили бы студента проявлять активность в приобретении знаний и навыков будущей профессии. Также, с возрастанием объема учебного материала из-за введения новых дисциплин, возникает необходимость внедрения новых информационных технологий. Привитие навыков работы с новыми информационными технологиями определяет актуальность использования соответствующих компьютерных систем в процессе подготовки инженеров-строителей.

По опыту работы на кафедре приходится констатировать, что, несмотря на изучение информатики как в школе, так и на младших курсах ВУЗа, к 4-му курсу в своем большинстве студенты не имеют должной подготовки в качестве пользователей компьютерной техники. Это происходит, на наш взгляд, по нескольким причинам. Во-первых, недостаточное количество вычислительной техники не позволяет во время занятий предоставить каждому студенту персональное место за компьютером. Во-

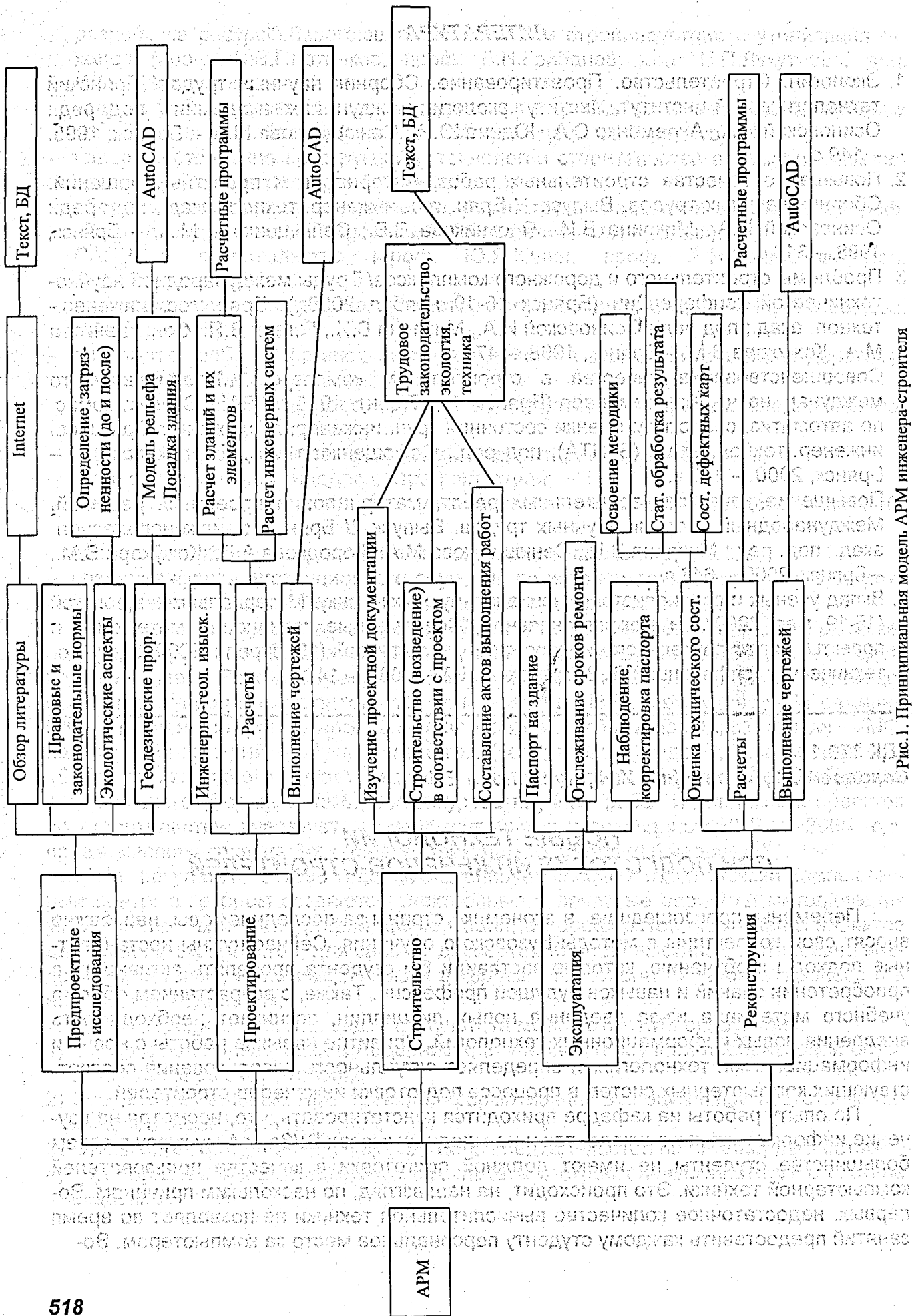


Рис. 1. Принципиальная модель ARМ инженера-строителя

вторых, недостаточная и нерегулярная работа студентов непосредственно за компьютером. Это связано как с предыдущей причиной, так и с недостатком учебных планов, в которых не предусмотрены время и занятия для регулярного и непрерывного использования компьютеров в различных дисциплинах всего периода обучения. Будущий инженер-строитель должен быть способен решать все производственные задачи, включая предпроектные исследования, проектирование, строительство, эксплуатацию и реконструкцию зданий и сооружений. Для этого он должен пройти обучение по освоению автоматизированного рабочего места («АРМ»), в котором показаны пути и способы решения поставленных задач (рис. 1). Эффективность учебного процесса и подготовки обучаемого может быть повышена за счет рационального

Наименование дисциплин	I		II		III		IV		V	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Информатика	■		■							
Нач. геометрия (маш.графика)			■							
Теоретическая механика			■							
Комп. методы проектирования			■							
Сопротивление материалов			■							
Строительные материалы			■							
Архитектура			■							
Строительная механика			■							
Технология стр.-ит. производства			■							
ЖБ и КК			■							
МК и ИС			■							
ОФ и ИГ			■							
ЭОС			■							

Условные обозначения



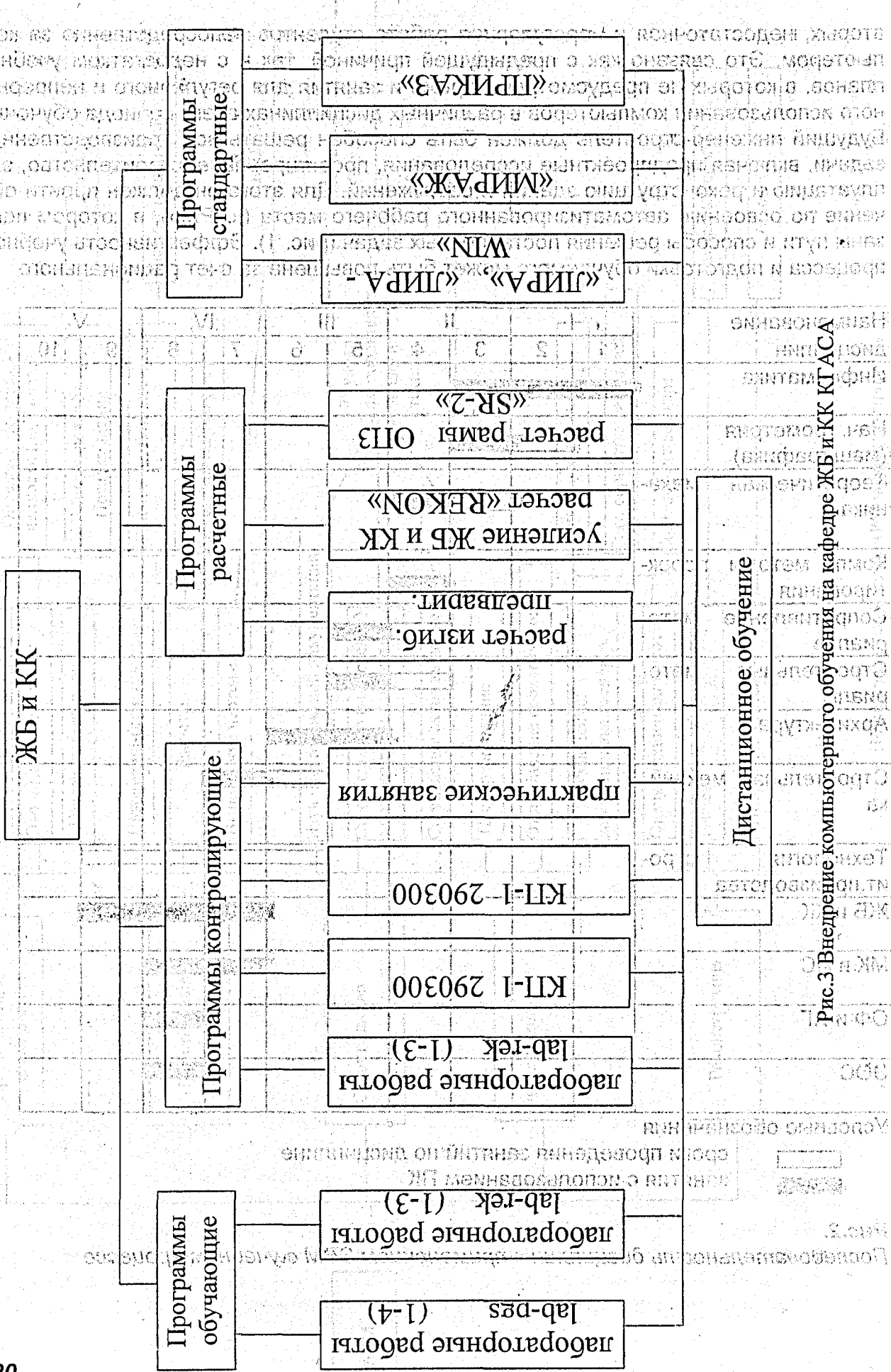
сроки проведения занятий по дисциплине



занятия с использованием ПК

Рис.2.

Последовательность дисциплин с применением ЭВМ в учебном процессе



Дистанционное обучение

Рис.3 Внедрение компьютерного обучения на кафедре ЖБ и КК КГАСА

распределения познавательного материала между дисциплинами, их преемственности и последовательности во всех видах учебной работы. При этом необходимо, чтобы обучение было направлено на подготовку специалиста, соответствующего профилю ВУЗа, т.е. инженера-строителя, а не, скажем к примеру, программиста на уровне выпускника мехмата университета.

Весь процесс обучения разделен на три блока: общей подготовки, графический и расчетный (рис. 2). За каждый из них отвечает определенная кафедра, которая должна обеспечить взаимосвязь между кафедрами, как между курсами, так и в пределах семестра, сохраняя преемственность обучения между дисциплинами.

В процесс обучения должны быть вовлечены все кафедры, в том числе и гуманитарные. Например, кафедра иностранного языка – это не только перевод иностранных текстов. В языковое образование должно быть включено изучение английской терминологии, связанной с компьютерами, чтобы через глобальные сети студенты могли бы получить свежую и актуальную информацию.

Для обеспечения непрерывного процесса обучения на примере специальности 291200 «Реконструкция и реставрация архитектурного наследия» разработан график последовательности проведения занятий в соответствии с учебным планом (рис.3). Однако для повышения эффективности обучения некоторые дисциплины предлагается разделить и сместить. Так, по мнению авторов, в девятом семестре необходимо по дисциплине «Информатика» дать навыки составления прикладных программ для расчета строительных конструкций. Курс «Компьютерные методы проектирования» с 6-го семестра перенести на 4-й, чтобы с 5-го семестра начать выполнение курсовых проектов с использованием AutoCAD.

Учебный процесс должен вестись с использованием различных программ, которые можно разделить условно на 4 группы: обучающие, контролирующие, расчетные и стандартные (рис. 4). На кафедре железобетонных и каменных конструкций КазГАСА по обучающим программам проводятся лабораторные работы для всех специальностей (lab-pgs), разработанные в МГАСУ, и для специальности по реконструкции (lab-pek), разработанные авторами. Причём занятия по программе "lab-pek" проводятся в диалоговом режиме с проверкой знаний студентов на всех этапах выполнения работы и, поэтому, она может быть использована в качестве контролирующей программы наряду с программой "АОС-ЖБК". Программа "АОС-ЖБК", приобретённая в Самарской ГАСА, выдаёт задания на курсовые проекты №1 и №2 и практические занятия и контролирует их выполнение по этапам. Прикладные программы, разработанные на кафедре, позволяют студентам выполнять расчёт железобетонных конструкций и элементов усиления. На старших курсах (8 и 9 семестры) студенты изучают стандартные программы, знание которых позволит им быстрее адаптироваться на производстве в условиях реального проектирования.

Однако, внедрение ЭВМ в учебный процесс наталкивается на принципиальные трудности. К сожалению, некоторые преподаватели использованию программных продуктов в расчетах курсовых проектов предпочитают обычный «ручной» счет, ссылаясь на то, что при решении задач на компьютере студент не понимает порядок и смысл расчета. Поэтому не следует увлекаться полной компьютеризацией процесса обучения. Необходимо найти такой баланс между «ручным» и «компьютерным» методами, чтобы один из них дополнял другой, позволяя познать сущность изучаемого предмета.

Завершает обучение дипломное проектирование. Здесь нет необходимости производить «ручные» расчеты, тем более сложные. Комбинированный подход подготовит студента к использованию кафедральных и коммерческих программных продуктов, позволит ему овладеть технологией компьютерного проектирования конст-

рукций зданий и сооружений. От этого выиграет не только студент и его дипломный проект, выполненный на высоком техническом уровне, но и ВУЗ, престиж которого неизменно будет расти.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сучков В.Н., Сафин Р.С. О компьютерной поддержке учебного процесса. Тезисы докладов II региональной научно-методической конференции. Магнитогорск, 2000 г.
2. Соколов Б.С., Мустафин И.И. О необходимости непрерывного компьютерного обучения при подготовке инженеров-строителей. Тезисы докладов II региональной научно-методической конференции. Магнитогорск, 2000 г.
3. Максимов Ю.В., Ермакова А.В., Карякин А.А. О подготовке инженеров-строителей в условиях социально-экономических преобразований. Сб. научн. тр.: Строительство и образование. Екатеринбург, УГТУ, 1999 г.
4. Новопашина Е.Н., Пермьякова Т.Б., Зеленина В.Г. Применение средств мультимедиа в учебном процессе. Сб. научн. тр.: Строительство и образование. Екатеринбург, УГТУ, 1999 г.
5. Шаповалов Э.Л., Голяк С.А., Задачи компьютерного обучения студентов строительных специальностей. Тезисы докладов II региональной научно-методической конференции. Магнитогорск, 2000 г.
6. Волков С.С., Волкова Т.А. Повышение эффективности обучения при использовании рейтинговых технологий. Сб. научн. тр.: Строительство и образование. Екатеринбург, УГТУ, 1999 г.
7. Бизяев А.И., Козлова Л.И., Слепынина Т.Н. О применении деловых игр в учебном процессе. Сб. научн. тр.: Строительство и образование. Екатеринбург, УГТУ, 1999 г.

УДК 338.45

Сырица И.С.

ТЕХНОЛОГИЯ ТРАНСФЕРА НАУКОЕМКОЙ ПРОДУКЦИИ

Переход Республики Беларусь к рыночной экономике сопровождается ослаблением, а в ряде случаев и разрывом, производственных, научных и экономических связей во всех отраслях народного хозяйства. Как следствие этого — спад производства, падение спроса на научно-техническую продукцию со стороны отечественного производителя, снижение активности в научно-технической сфере.

В тоже время Беларусь располагает высоким научно-техническим потенциалом, способным вывести ее промышленный комплекс на мировой уровень. Для Беларуси наиболее вероятным путем выхода из экономического кризиса, как для страны, не имеющей собственных сырьевых ресурсов, может стать путь интеграции науки с производством. Это означает, прежде всего, активизацию использования собственного научного потенциала, создание и внедрение наукоемких, ресурсосберегающих и энергосберегающих производств с привлечением отечественных и зарубежных технологий, ускорение развития многообразных форм интеграции науки с производством [1-3].

Для Вузовской науки задачами первостепенной важности в настоящее время является постоянная ориентация научной деятельности на потребности народного хозяйства и на мировой уровень разработок [2], осуществление трансфера науко-

емкой продукции и новых технологий, в первую очередь результатов научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ (НИОКР), в производство.

Под трансфером в данном случае понимается процесс подготовки (отбора, оценки, менеджмента и т.д.) и передачи Потребителю технологий, "ноу-хау", оборудования, информации и других материальных и нематериальных источников.

Конечной целью трансфера является передача Потребителю (производителю) научно-технического продукта (НТП), превращенного в товар.

Как правило, трансфер разработок осуществляется [4, 5]:

- через информационный обмен базами или банками данных;
- через прямую передачу НТП (изделий, технологий, программных средств, чертежей, методик, рекомендаций и т.д.).

Трансфер наукоемкой продукции в производство имеет общие особенности независимо от вида и назначения НТП. Данные особенности НТП, вид и характер производства Потребителя находят свое отражение в глубине, объеме, детализации работ по всем четырем этапам внедрения.

Технология трансфера наукоемкой продукции может быть представлена в виде блок-схемы (см. рис.1). Выделяются следующие основные этапы работ:

первый этап – отбор НТП из многообразия прогрессивных и эффективных разработок, выполненных различными организациями (авторами), в разное время; НТП при этом должен обладать максимальным спросом и потребностью на рынке;

второй этап – оценка НТП и сопровождение отобранного НТП путем создания условий для его превращения в товар, превращение его в товар и передача (продажа) Потребителю;

третий этап – оказание услуг и консультаций переданной Потребителю научно-технической продукции по ее освоению, наладке, пуске, сдаче в эксплуатацию, выпуске опытно-промышленных образцов, обучению пользованию и т.д.;

четвертый этап – отслеживание внедренного НТП с целью его дальнейшего совершенствования (доработки), а также контроля авторских прав.

На начальном (первом) этапе трансфера выступает множество вариантов НТП, являющихся результатом проведенных НИОКР или маркетинговой деятельности. Из данного множества отечественных и зарубежных научно-технических решений НТП необходимо сделать отбор наиболее востребованных потребителем, совершенных и перспективных образцов НТП.

Критериями отбора НТП могут быть:

- завершенность НИОКР;
- уровень (стадия) разработки;
- квалификация и научный потенциал "Разработчика";
- стабильность и устойчивость организации (фирмы) "Разработчика";
- источники финансирования, его непрерывность;
- наличие возможности дальнейшего развития научного направления;
- перспективность НИОКР;
- наличие потенциальных потребителей.

В ходе отбора обязательно анализируется информация о зарубежных и отечественных аналогах НТП. Традиционно эту информацию получают из баз данных компьютерной сети ИНТЕРНЕТ, позволяющей собрать все необходимые сведения об НТП (характеристики, цена, производители, стандарты и т.д.). Наиболее популярны следующие базы данных: Data-Star (Швейцария), Dialog (США), Orbit (Великобритания), Questee (Франция), Патентное ведомство США.

Необходимую информацию и поддержку в осуществлении трансфера можно также получить на российских серверах, имеющихся в ВИНТИ (Всероссийский ин-

ститут научно-технической информации РАН), Российской академии наук, Государственного комитета РФ по науке и технологиям.

После отбора НТП выполняется его оценка.

Критериями оценки являются:

- назначение НТП;
- область применения;
- преимущества;
- технические характеристики;
- наличие изобретений и авторских прав (патентов, лицензий, авторских свидетельств и т.д.);
- степень готовности НТП (проектное решение, готовый образец, компьютерная версия и т.д.);
- сопоставление технических и экономических характеристик НТП с зарубежными и отечественными аналогами;
- данные по отслеживанию применения конкурентного НТП, а также деятельности предприятий-конкурентов;
- данные об участии НТП в ярмарках, выставках, рекламных мероприятиях;

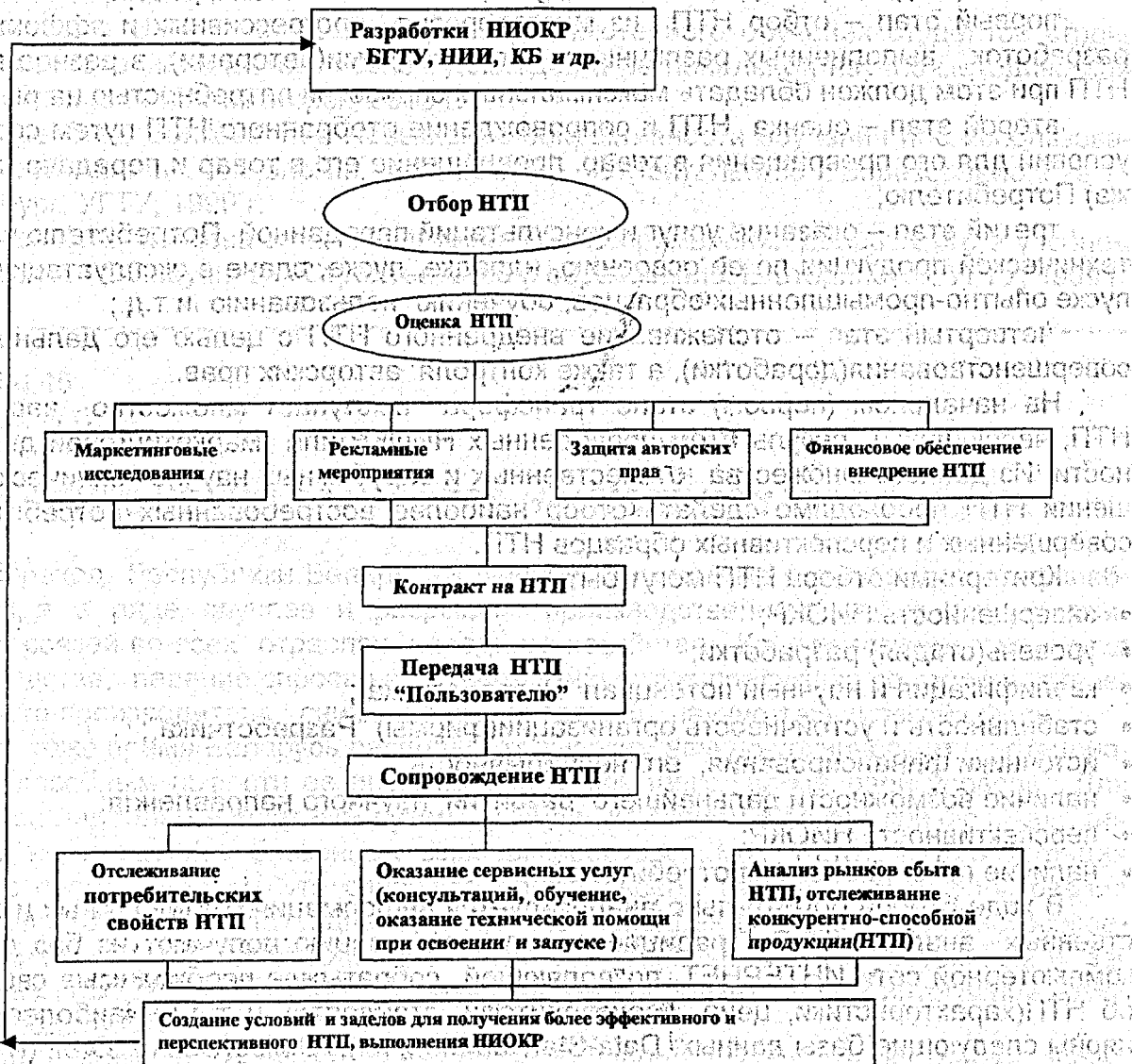


Рис. 1. Схема трансфера наукоемкой продукции.

Оценка НТП, как и его отбор, неразрывно связана с получением необходимой информации через традиционные источники: сеть Интернет, печатные издания, проведение опроса и т.п.

После отбора и оценки НТП производятся работы организационно-технического характера (второй этап), включающие:

- маркетинговые исследования,
- рекламные мероприятия,
- работы по защите авторских прав,
- работы по финансовому обеспечению трансфера, подписание контракта.

Маркетинговые исследования [5-7] начинаются с детального анализа информации, касающейся:

- потребительских свойств товара,
- материальных затрат разработчика,
- предполагаемых затрат производителя,
- сведений о конкурентной продукции и ее производителях.

В ходе маркетинговых исследований определяется регион сбыта НТП и устанавливается круг возможных потребителей НТП.

При определении региона сбыта детально прорабатывается вопрос о наличии в регионе конкурентов и конкурентной продукции, как отечественных, так и зарубежных. При этом стремятся в максимальном объеме собрать данные о производителе-конкуренте (его размещении, мощности, перечне выпускаемой продукции, научной и экономической устойчивости, источниках финансирования, возможности сотрудничества или негативных действий со стороны конкурента и т.д.), а также данные о конкурентной продукции (ее характеристикам, цене, соответствию стандартам региона сбыта, защищенности авторских прав, возможности копирования, усовершенствования и доработки).

Проведение маркетинговых исследований позволит быстро и правильно сформировать, а в случае необходимости и откорректировать свойства НТП под конкретного потребителя.

Параллельно маркетинговым исследованиям проводятся рекламные мероприятия. Реклама осуществляется везде, где это доступно по техническим и финансовым соображениям. В частности:

- в периодических и непериодических изданиях (журналах, газетах, сборниках научных трудов, рекламных листках и брошюрах);
- в международной компьютерной сети Интернет;
- на выставках, семинарах, презентациях и т.п.;
- в ходе прямого общения с потребителем.

Реклама осуществляется с использованием различных форм: плакат, слайд, компьютерный файл, буклет, листовка и т.д.

При рекламировании должны соблюдаться общие правила рекламы: понятность, привлекательность, единый стиль. Рекламная информация должна быть с одной стороны несложной и легкой для усвоения, с другой стороны - не быть полностью упрощенной, что может свидетельствовать о примитивности разработки и отсутствии новизны.

Маркетинг и реклама продукции требуют гарантий сохранения авторских прав разработчика и защиты интеллектуальной собственности. Как правило, это достигается путем [4-7]:

- получения "Разработчиком" патентов, лицензий, авторских свидетельств и т.п.;

- трансфера по системе "ноу-хау", т.е. конфиденциального использования НТП "Потребителем" при отсутствии государственной регистрации; при этом все особенности "ноу-хау" определяются контрактом(договором);
- составления договоров уступки патента;
- составления лицензионных договоров о предоставлении (прав на продукцию) по разным схемам, отличающимся регионами сбыта, наличием прав продажи, последующей передачи прав пользования и т.д.

Как правило, эффективная работа по отбору, оценке, маркетингу, рекламе и обеспечению авторских прав завершается составлением контракта(договора) между "Разработчиком" и "Потребителем", подтверждающего факт сделки-продажи. Контракт готовится в два этапа: начальный вариант("черновой") и окончательный("откорректированный"). В контракте оговариваются все правовые, экономические, технические и другие стороны внедрения НТП.

После подписания контракта происходит продажа(передача) НТП. Потребителю. Потребитель, получив НТП, начинает его освоение и отладку(пуско-наладочные работы, выпуск опытной партии продукции), производит контрольные испытания, организует массовое применение НТП, гарантийное обслуживание.

При трансфере наукоемкой продукции, необходимо помнить, что данная компания - не единовременная акция по передаче конкретного НТП единственному Потребителю(пользователю). Процесс трансфера продолжается и далее, но уже в других формах, например, в виде сопровождения(отслеживания), консультирования по эффективному применению НТП. Указанные работы производятся на всех этапах освоения, отладки и массового использования результатов НИОКР. Это позволит своевременно усовершенствовать НТП, а также получить более полные данные о его характеристиках, свойствах и регионах сбыта.

Таким образом, трансфер наукоемкой продукции проводится не только на коротком этапе превращения НТП в товар, его передаче Потребителю, сопровождению, но и на всем дальнейшем его продвижении на потребительском рынке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Президентская программа создания в Республике сети научно-технологических парков и инновационных центров(проект). Сборник выставки-семинара "Научно-инновационная продукция малых предприятий Республики Беларусь" -Минск, 1999г., с.43-53.
2. Концепции межвузовской отраслевой научной программы "совершенствование работы центров трансфера технологий, региональных маркетинговых и инновационных центров Высшей школы"(код "Инновация"(проект)); 2000г.- 3с.
3. Рубахов А.И. Состояние инновационной деятельности в РБ. //Трансфер технологий/ Материалы международного научно-практического семинара. Под редакцией А.И. Рубахова, Ю.А. Алейник / Брест, НКП "Евро-консалтинг"-1998.-С:5-7.
4. Некоторые подходы к организации работ по трансферу наукоемкой продукции. ЦТТ БГУИР - Минск, 2000г., 30с.
5. Родионов И.И. Интернет. Предприниматель. Маркетинг. -М.:ВИНИТИ.1997г.-262с.
6. Медынский В.Г. Шаршукова Л.Г. Инновационное предпринимательство: Учебное пособие.-М.: Инфа-М., 1997.-240с.
7. Диксон П. Бином. Управление маркетингом.-1998.-560с.

ОПЫТ КОНСТРУКТОРСКОЙ ПОДГОТОВКИ СТУДЕНТОВ СПЕЦИАЛИЗАЦИИ Т19.01.01 НА БАЗЕ КОМПЬЮТЕРНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ОБУЧЕНИЯ

Излагается методика целевой интенсивной конструкторской подготовки инженеров-строителей по специальности Т19.01.01-промышленное и гражданское строительство, специализация «Конструкции зданий и сооружений», принятая на кафедре «Строительные конструкции» Брестского государственного технического университета. Основы этой методики были заложены более 10 лет на кафедре «Металлические конструкции» организацией учебной лаборатории автоматизированного проектирования строительных конструкций (ЛАПР-СК) на базе нескольких ПК-286, функционирующих под управлением MS-DOS [1]. Уже в то время становилось очевидной конечная цель такой подготовки: «Дать студентам достаточные системотехнические знания и навыки в области проектирования строительных конструкций зданий и сооружений, а так же научить их реализовывать полученные знания на практике при использовании современных программных средств в виде обучающих технологических линий проектирования (ТЛП) для автоматизированного рабочего места (АРМ) студента на базе ПК». АРМ студента - это аппаратно-программный комплекс, оснащенный устройствами ввода/вывода графической информации (графические дисплеи, манипуляторы, графические станции, графопостроители, сканеры, дигитайзеры). У нас в стране первые промышленные АРМ были созданы на базе СМ-1420 (АРМ-М, АРМ-Р, АРМ-С). Они были плохо приспособлены для использования в учебном процессе. В последующем основной ячейкой АРМ студента стал персональный компьютер и его программное обеспечение. Программное обеспечение АРМ студента можно подразделить на системное, прикладное и профессиональное. В отдельную группу можно выделить алгоритмические языки программирования.

Системное программное обеспечение — это операционные системы (ОС), системное обеспечение компьютерных сетей, а так же инструментальные средства. Из перечисленного ОС в АРМ занимают особое положение, так как они являются связующим звеном в системе диалога Студент — АРМ. ОС должна быть способна выполнять следующие основные функции: возможность работы с развитой иерархической файловой структурой; управление широким набором периферийных устройств с помощью набора драйверов; взаимодействие Пользователя с АРМ посредством языка команд. Среди операционных систем ПК наибольшей популярностью пользовалась MS-DOS, созданная в 1981 г. фирмой Microsoft, а так же Операционная Среда Windows 3.11, которая, сохранив все достоинства ОС MS-DOS, расширила ее возможности на перспективу практически до неограниченных пределов.

Основные достоинства операционной среды Windows 3.11:

- позволяет работать в многозадачном режиме с помощью многочисленных динамических графических окон, приблизив технику обработки текстов и графических образов на компьютерах типа АТ к Apple Makintosh;
- позволяет использовать практически все программы MS-DOS без перекодировки, организовать запуск нескольких программ с быстрым переходом от одной к другой, осуществлять между собой обмен данными посредством промежуточного хранения;

- позволяет работать в защищенном (*Protected mode*) или защищенном виртуальном (*Virtual mode*) режимах, то программы DOS могут работать на заднем плане, в то время как Пользователь работает с одной из программ Windows;
- обладает развитой системой диалоговых областей, с широким набором управляющих элементов (переключательные блоки, перемещение в диалоговых областях и др.);
- обеспечивает автоматизированный режим работы со шрифтами True Type (видимой печати) при выводе их на экран, масштабировании, и подаче на принтер по принципу WYSIWYG (информацию на экране вижу такой, как и при распечатке на принтере);
- реализован новый способ обмена данными между программными средствами, *связь и внедрение объектов* (сокращенно OLE), который дает возможность существенно упростить процесс формирования текстовых документов, содержащих рисунки, схемы, таблицы при необходимости их комбинирования;
- реализована возможность интеграции ПК с другими средами (видеопроектор, видеокамера, телевидение и др.), что открывает возможность создания мультисред передачи данных и систем управления ими;
- реализована открытая система запросов, поисков и подсказок (Help), построенная по принципу функционирования гипертекстовых файлов и диалоговых областей.

Появление ПК с CPU Pentium с RAM 32 Mb и более, функционирующих под управлением операционных систем Windows 9X, Windows NT и их модификаций, вывели компьютерные технологии на еще более высокий уровень, так как сохранив все преимущества ОС Windows 3.XX, приведенные выше, Windows 9X и Windows NT позволяют использовать 32 разрядную структуру команд и данных; появилась возможность видеть практически неограниченный объем данных на HDD; существенно улучшен пользовательский интерфейс; работа ПК в многозадачном режиме стала более устойчивой.

К прикладному программному обеспечению ПК следует отнести оболочки MS-DOS, текстовые и графические процессоры, информационно-поисковые системы, электронные таблицы, системы автоматизированной подготовки чертежей. Прикладное программное обеспечение современных ПК, функционирующих под управлением Windows 9X разработано в виде мощных интегрированных сред; среди которых наибольшее применение в учебном процессе находят приложения Microsoft Office (Word, Excel, Access), а также ArchiCAD (Graphisoft inc), AutoCAD (Autodesk inc) и MathCAD (Mathsoft inc).

Профессиональное программное обеспечение в методике обучения студентов с использованием компьютерных технологий играет ключевую роль. Его разработка выполняется как реализация алгоритма концептуальной модели, построенной на базе профессиональных положений изучаемой дисциплины. Искусство построения такой модели зависит от многих факторов. Укажем на главные из них:

- оснащенность учебного процесса современными ПК, объединенными в локальные сети кафедр, факультетов, ВУЗа;
- профессиональный и системотехнический уровни ученых, обеспечивающих учебный процесс по дисциплине курса;
- продуманность целей и задач, которые предполагается достичь в результате успешной реализации концептуальной модели на алгоритмическом языке ПК;

➤ построение пользовательского интерфейса с элементами обучения, встроенной справочной системой на базе гипертекстового файла, а также базой данных со справочно-нормативной информацией по дисциплине курса;

➤ возможность реализации алгоритма концептуальной модели на одном из алгоритмических языков ПК.

С целью повышения эффективности использования профессионального программного обеспечения, целесообразно строить обучающие технологические линии проектирования (ТЛП), в состав которых могут входить отдельные программы для решения задач строительной механики, расчета и проектирования конструкций.

В конструкторской подготовке инженера-строителя с использованием компьютерных технологий в современных условиях следует выделить два этапа: *этап освоения дисциплин общеобразовательной подготовки* и *этап приобретения знаний и навыков проектирования строительных конструкций*. Оба этапа следует рассматривать как единый процесс компьютерной и системотехнической подготовки инженера-строителя с перечнем конкретных дисциплин, взаимно увязанных и взаимно влияющих на достижение целей, поставленных рабочими программами курсов при освоении каждой из них.

1. Этап освоения дисциплин общеобразовательного цикла. На данном этапе при изучении любой из дисциплин компьютерной подготовки основной упор должен быть направлен на профессиональное освоение интегрированных сред прикладного программного обеспечения ПК, указанных выше. Их освоение должно вестись планомерно шаг за шагом в процессе изучения дисциплин: Основы компьютерных технологий (1-й сем.); вычислительная техника и программирование (1-й, 4-й сем.); численные методы решения задач (5-й сем.); Основы автоматизации проектирования в строительстве (6-й, 7-й сем.). Эффективность и глубина освоения этих дисциплин студентами будет зависеть от того, насколько продумана системотехнически тематика лабораторных работ и методика их выполнения. Тематика лабораторных работ направлена на приобретение у студента устойчивого навыка **главного критерия** в преподавании дисциплины, заложенного в рабочих программах курсов вышеназванных дисциплин. Этой цели можно достичь только тогда, когда обучаемый будет сам убежден, что без усвоения **главного критерия** его дальнейшее обучение станет практически невозможным. Так, при обучении основ программирования у студента должна быть уверенность, что полученный им навык программирования будет неоднократно востребован в процессе его дальнейшего обучения. Методика выполнения лабораторных работ должна подчеркивать своими практическими действиями полезность **изученного** при усвоении других дисциплин. Уверенность в полезности приобретенных знаний успешнее всего развить у студента на примере реализации наиболее трудных фрагментов курсовых работ по трудоемким дисциплинам. Так, при разработке лабораторных работ по «Численным методам решения задач...» желательно использовать фрагменты задач из курсов теоретической механики, сопротивления материалов, теории упругости. Лабораторные работы по «Основам автоматизации проектирования в строительстве» желательно увязать с курсовыми работами по архитектурному проектированию, строительной механике, технологии строительного производства. Результаты таких лабораторных работ, оформленные как файлы профессиональных приложений в интегрированных пользовательских средах типа MsWord, MsExcel и др., могут служить как основа отчета по лабораторным работам, и одновременно содержать основные положения раздела пояснительной записки курсовых или расчетно-графических работ, поставленных перед студентами кафедрами, методика которых использована

в лабораторной работе. При этом, использование студентом быстродействующих лазерных принтеров сокращает затраты времени на оформительскую работу, а качество документации, представленной студентом. Значительно возрастает. При этом есть моральное право указать студенту на допущенные им ошибки в процессе работы, так как затраты времени на переоформление документов будут минимальными.

2. Этап приобретения знаний и навыков проектирования. Началом этого этапа можно считать *третий курс* в обучении, когда должно быть завершено *уплотнение групп по специализациям*. Другая особенность этого этапа для специализации *T19.01.01- конструкции зданий и сооружений* состоит в том, что здесь на первый план выходят конструкторские дисциплины. Отсюда важнейшая задача этапа – *развивать и закреплять у студента навык инженерно-конструкторской интуиции*, в основе которой лежит тренировка памяти, развитие гибкости мышления при необходимости одновременного поиска и восприятия огромного потока инженерно-конструкторской информации, умение мыслить системотехническими категориями.

При выполнении курсовых проектов по традиционной сложившейся методике часть работы на этапе его подготовки приходится попросту упускать с целью уменьшения объема или повторять, теряя на это и без того ограниченный резерв времени студента на самостоятельную работу. Примером первого может служить факт разрыва в работе студента над *архитектурной формой*, на основе которой выделяется *конструктивная схема* здания, и начинается процесс работы над несущими конструкциями. В результате – *теряется ощущение конструктивной формы здания или сооружения как единого целого*, создается иллюзия работы не с конструктивной формой, а с набором отдельных конструкций. Сбор нагрузок и работа с расчетной схемой повторяются при выполнении проекта по разным конструкторским дисциплинам, хотя при этом используется один и тот же нормативный документ – СНиП 2.01.07-85 – *Нагрузки и воздействия*. Статические расчеты ведутся по различным программам для ПК, а процесс определения комбинаций расчетных усилий выполняется в автоматическом режиме, или выполняется со значительными затратами времени.

Поэтому на втором этапе работы над конструкторскими проектами важно иметь достаточный набор *обучающих технологических линий проектирования* (ТЛП), которые, как показал опыт [2], не только берут на себя до 40% затрат студента на рутинную оформительскую работу, но и оказывают студенту методическую и информационную помощь. Это дает возможность часть освобожденного времени спланировать на усиление конструкторской подготовки.

Главным условием эффективного внедрения компьютерной технологии обучения проектированию на кафедре «Строительные конструкции» следует признать организацию при кафедре учебной ЛАПР-СК. В настоящее время ЛАПР-СК имеет 10 АРМ студента на базе ПК с CPU Intel Celeron-500, объединенных в локальную сеть с выходом в сеть БГТУ и. Управление учебным процессом на всех АРМ студента ЛАПР-СК, а так же глобальная связь с компьютерной сетью института и межвузовской сетью UNIBEL осуществляется через *Главной АРМ (Main-ARM)*, построенный на базе ПК с CPU Pentium III. При такой организации структуры ЛАПР-СК не только удобно управлять работой АРМ студента, но, обеспечить при необходимости *межкафедральный обмен информацией*, организовать архив законченных проектов в виде цифровых файлов с надежной их защитой от несанкционированного использования.

Другой не менее важный фактор - концентрация на кафедре «Строительные конструкции», кроме всех конструкторских, системотехнических и специальных дисциплин специализации «Конструкции зданий и сооружений»: Компьютерная среда и графические системы (7-й и 8-й сем.); САПР в строительстве (9-й Сем.); Организация и технология проектирования (8-й сем.); Пространственные строительные конструкции (7-й, 8-й, 9-й сем.). Системотехническую связь между компьютерной и конструкторской подготовкой на этапе изучения конструкторских дисциплин «Металлические конструкции», «Железобетонные конструкции», «Конструкции из дерева и пластмасс», так же дисциплин специализации, обеспечивает дисциплина «Компьютерная среда и графические системы». На этой связи разработана и успешно реализована методика выполнения курсовой работы «Автоматизация проектных работ», в основу которой положены обучающие ТЛП «BEAM-92» и «KARKAS-95», предназначенные для выполнения курсовых проектов по курсу «Металлические конструкции» [2]. Обе ТЛП адаптированы к ОС Windows 98, а так же к интегрированным средам Ms Word-2000, Ms Excel-2000, AutoCAD-14, MathCAD-2000. Полученный при этом навык автоматизации проектных работ на АРМ студента, успешно используется студентами при выполнении других конструкторских проектов, а так же при выполнении дипломных проектов, студенческой и хоздоговорной НИР.

Величины нагрузок от массы конструкций покрытия

Состав нагрузки	Рнорм, кПа	Kf	Ррасч, кПа
Гравийная защита	0.3	1.2	0.36
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием h=10 мм	0.21	1.2	0.252
Плиты на асбестоцементном каркасе АКЗ-1 1,5x6 м	0.56	1.1	0.616
Собственная масса подстропильных ферм (легкие здания)	0.05	1.05	0.053

Перенести

Другая нагрузка (неуказанная в таблице)

Наименование нагрузки	Рнорм, кПа	Kf	Ррасч, кПа
Утеплитель из минераловатных плит h=150 мм	0.45	1.2	0.54

Добавить

Нагрузка от массы конструкций покрытия

Наименование нагрузки	Рнорм, кПа	Kf	Ррасч, кПа
3-слойный гидроизоляционный ковер	0.12	1.1	0.132
Гравийная защита	0.3	1.2	0.36
Утеплитель из минераловатных плит h=150 мм	0.45	1.2	0.54

Удалить

Итого: $\Sigma R_{норм} = 0.87$ $\Sigma R_{расч} = 1.032$

OK Close

Рис. 1. Фрагмент интерфейса одной из подсистем ТЛП «KARKAS-2000»

Кроме того, ведется разработка новых версий обучающих ТЛП «BEAM-2000» и «KARKAS-2000», в которых будут реализованы как достоинства обучающих ТЛП «BEAM-92» и «KARKAS-95», так и все достоинства Windows 98 и новых ее версий. Это позволит для специализации «Конструкции зданий и сооружений» реализовать идею комплексного курсового проекта специальности, изложенную в [3].

зовательского интерфейса подсистемы автоматизированного расчета каркаса
ышленного здания ТЛП «KARKAS-2000» приведен на рис.1.

ЛИТЕРАТУРА

1. Уласевич В.П., Уласевич З.Н. Роль учебно-исследовательских САПР в компью-
терно-конструкторской подготовке инженера-строителя. //1-я Белорусская конфе-
ренция «Новые информационные технологии обучения». — Мн.: БГУ, 1992. — с. 84-
85.
2. Уласевич В.П. Компьютерная технология обучения — путь к качественной подго-
товке инженера-строителя. //Сб: Материалы научно-технической конференции,
посвященной 30-летию ин-та. Ч. III. — Брест: БрПИ, 1996. — с. 148-149.
3. Уласевич В.П. Компьютерная технология обучения проектированию на базе ком-
плексного курсового проекта. //Сб: Проблемы и перспективы современных строи-
тельных конструкций и технологий. Труды XXV научно-техн. конф. Профессорско-
преподават. состава, аспирантов и студентов. — Брест: БрПИ, 1998. — с. 114-118.

УДК 69 (075.5)

Фомичев В.Ф.

ПРИНЦИПЫ КОРРЕКТИРОВКИ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОГО СТАНДАРТА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ СПЕЦИАЛЬНОСТИ Т.19.01.00 «ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

В декабре 1998 года утвержден и введен впервые в действие на территории Республики Беларусь ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЙ СТАНДАРТ Высшее образование Специальность Т.19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство». Этот документ разработан в Белорусской государственной политехнической академии творческим коллективом, составленным из числа преподавателей строительного факультета. При разработке этого документа в его основу был положен типовой план специальности Т.19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство», разработанный БГПА в 1994 году.

К настоящему времени возникла потребность в корректировке содержания учебного плана данной специальности. Необходимость этого обусловлена рядом факторов:

- утверждением и введением в действие Образовательного Стандарта РБ Высшее образование Цикл социально-гуманитарных дисциплин;
- потребностью в уменьшении количества дисциплин учебном плане и изменении названий некоторых учебных дисциплин;
- потребностью в уточнении количества недель теоретического обучения, структуры и объема учебных и производственных практик для этой специальности;
- потребностью в гармонизации учебных планов подготовки специалистов с высшим профессиональным образованием в Республике Беларусь и Российской Федерации и др.

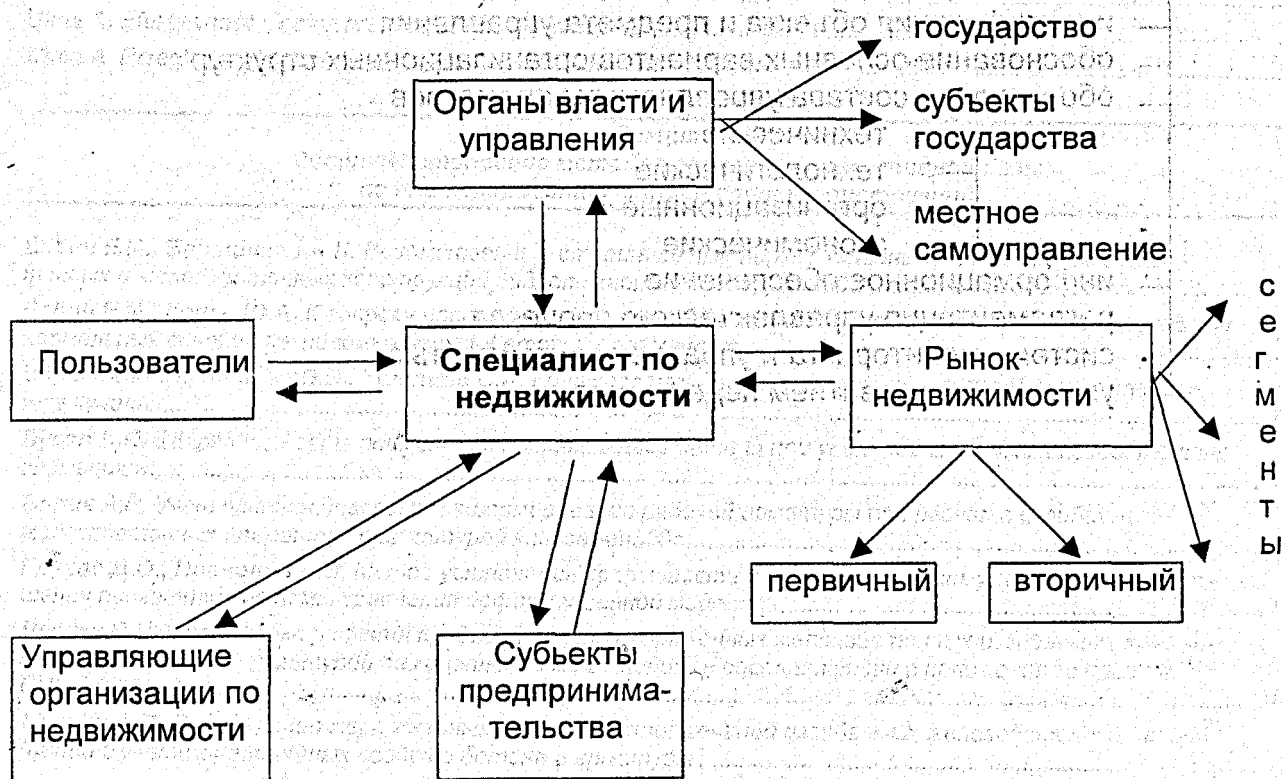
При разработке новой редакции Образовательного Стандарта РБ Специальности Т.19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство» в нем необходимо отразить иерархию уровней подготовки (квалификация, степень) выпускника с высшим профессиональным образованием в Республике Беларусь аналогично тому, как это имеет место в Российской Федерации — бакалавр, инженер, магистр.

Учитывая опыт подготовки специалистов с высшим образованием по специальности Т.19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство», накопленный в ВУЗах Республики Беларусь, целесообразным представляется осуществлять подготовку выпускников только в рамках специальности Т.19.01.00 без специализаций. При наличии целевых заказов со стороны соответствующих ведомств и организаций подготовку по необходимым специализациям, можно осуществлять на договорной основе в течение 4 - 6 месяцев после завершения обучения в вузе. В процессе обучения по специальности следует предусмотреть увеличение объема самостоятельной работы студентов под контролем преподавателя при уменьшении объема аудиторных занятий. Такой подход соответствует современным воззрениям на процесс обучения, будет способствовать развитию исследовательских навыков у студентов, их творческому росту и, в конечном счете, обеспечит повышение качества подготовки специалистов. Однако такая направленность при обучении не может быть реализована в сжатые сроки, поскольку требует большой подготовительной работы со стороны преподавательского состава ВУЗов.

К этому можно отнести требования большей индивидуализации обучения на уровне подготовки различных заданий, контрольных работ, курсового и дипломного проектирования, использование различных тестов при оценке качества усвоения учебного материала студентами. При этом необходимо сначала в полной мере обеспечить студентов современной учебной, нормативной, справочной и методической литературой для того, чтобы избежать ситуации, когда студенты фактически получают необходимые знания только при проведении занятий в аудиториях.

Голубев Н.М., Зверев В.Ф., Леонович С.Н.

СПЕЦИАЛИСТ ПО НЕДВИЖИМОСТИ В КУРСЕ «УПРАВЛЕНИЕ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»



ВЗАИМОСВЯЗЬ ТЕХНИЧЕСКОЙ, ЭКОНОМИЧЕСКОЙ И УПРАВЛЕНЧЕСКОЙ ЭКСПЕРТИЗ В КУРСЕ «УПРАВЛЕНИЕ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»

Техническая экспертиза

- состояние объекта = реальная потребительская стоимость
- обоснование допустимых вариантов воспроизводства

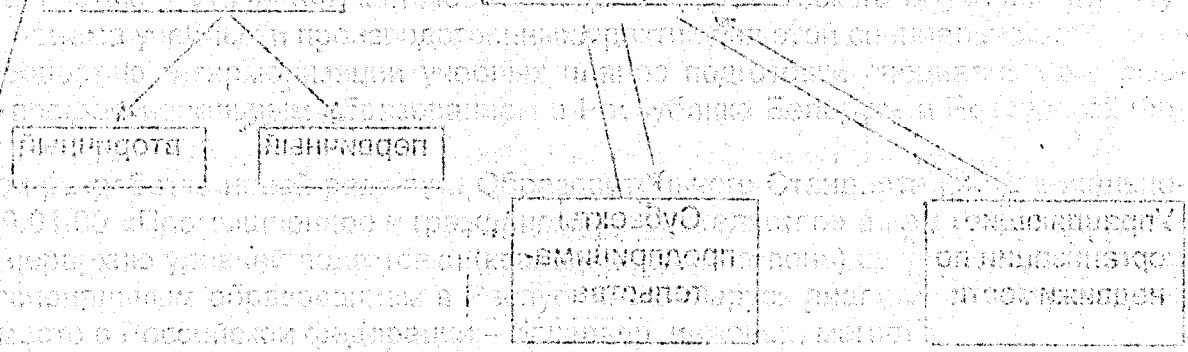
Экономическая экспертиза

- анализ эффективности инвестиционного проекта
- экономические результаты производственных мероприятий
- оценка объектов недвижимости
- анализ эффективности системы управления недвижимостью

Результурующий показатель – стоимостной эквивалент
и/или величина его изменения

Управленческая экспертиза

- идентификация объекта и предмета управления
- обоснование основных вариантов организационных структур
- обоснование состава управляемых параметров
 - технические
 - технологические
 - организационные
 - экономические
- информационное обеспечение
- регламентация управленческого процесса
- система мониторинга и управления стоимостью
- управление развитием недвижимости



СОДЕРЖАНИЕ

Секция I

Современные конструктивно-технологические системы зданий и сооружений

Арестович А.И., Босаков С.В., Быковский С.Г. Особенности перепланировки несущих кирпичных стен нижних этажей многоэтажных зданий	1
Белевич В.Н. Изгиб многослойных плит в условиях стесненных горизонтальных деформаций	4
Будюк В.Д. Цилиндрические емкостные сооружения различного назначения с применением напрягающего бетона	10
Галкин С.Л. Исследования работы плит из ячеистого бетона в составе сборно-монолитных дисков перекрытий	14
Живага Ю.А. АКТСД «ВАНТ» – жилые и общественные здания нового поколения	19
Лукутцова Н.П. Моделирование содержания радона в воздухе помещений	24
Соколов Б.С. Новый тип панельных жилых домов	30
Соколов Б.С., Павлов В.В. Конструктивно-технологические проблемы демонтажа наружных стеновых панелей при реконструкции крупнопанельных зданий	36
Степашов Н.Е., Генуев Г.А., Колчунов В.И., Никулин А.И. Пространственные конструкции размерных железобетонных труб многоцелевого назначения	38
Храпунова Л.Н., Шишкина Т.А. Роль цвета в архитектурной организации внешнего облика города	43
Черноиван В.Н., Черноиван Н.В., Самкевич В.А. Тепловая изоляция стен эксплуатируемых жилых зданий на основе термического экрана	44
Ambicka Jadwiga Analiza ekonomiczna wykorzystania kolektorów słonecznych do podgrzewania wody użytkowej w odniesieniu do innych odnawialnych źródeł energii	47
Ambicki Witold Wybrane aspekty w procesie projektowania sal wykładowych	52
Henryk Kowalewski Katowicz Architektura nowych form i technologie helioaktywne – kolizja dwuch systemow	59
Lis Piotr, Lis Anna Stan techniczny budynku i jego wpływ na zużycie ciepła do ogrzewania pomieszczeń	64
Lis Piotr, Lis Anna Przeszklenie elewacji i usytuowanie budynku a potrzeby cieplne związane z ogrzewaniem pomieszczeń	69
Maklakowa T.G., Ujma A., Zadworny M. Problems of housing reconstruction and modernization in Russia	73
Respondek Z., Ujma A. Kąt padania promieni słonecznych na dowolnie usytuowaną płaszczyznę przejmującą promieniowanie	77
Ujma A. Efektywność cieplna przegród z izolacją transparentną	81
Ujma A. Przegląd metod oceny oddziaływania budynków na środowisko	86

Секция II

Совершенствование методов расчета и нормативной базы по проектированию строительных конструкций

Бабич Е.М., Барашиков А.Я. Ведомственные строительные нормы Украины по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений	90
Бабич Е.М., Крись Ю.А. К вопросу построения диаграмм деформирования бетона и расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов	94
Баранова Т.И., Миряев Б.В., Толушов С.А. Кратковременные испытания сжато-изгибаемых элементов купола	100
Бусел А.П. Эффективность применения напрягающего бетона при усилении сжатых железобетонных элементов	103
Волик А.Р. Учет влияния диаграмм деформирования рабочей арматуры при расчете изгибаемых железобетонных элементов с арматурой класса Аm500с	108
Глухов Д.О., Пранович А.В. Метод устранения прерывности и локального минимума поверхности решения расчетной системы уравнения деформационной модели	112
Деркач В.Н. О методике расчета предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления мс бетоном, в соответствии с положениями проекта СНБ 5.03.01–98	117
Жукьян А.П. Определение жесткостных характеристик сечений изгибаемых железобетонных конструкций с учетом нелинейных свойств бетона и арматуры	120

Касперов Г.И., Полевода И.И. Нормирование огнестойкости железобетонных конструкций.....	125
Клюева Н.В., Демьянов А.И. Экспериментальные исследования железобетонных балок сплошного и составного сечения в запредельных состояниях.....	127
Колчунов В.И., Сапожников П.В., Пивоваров С.А. Экспериментальное определение характеристик деформативности и прочности элементов многослойных конструкций.....	132
Лазовский Д.Н., Глухов Д.О., Лешкевич О.Н. Программы расчета железобетонных конструкций по проекту СНБ 5.03.01.....	133
Лешкевич О.Н., Соловьев Д.С. К вопросу о расчета стержневых железобетонных конструкций методом конечных элементов.....	137
Лукша Л.К., Черкасов Д.В. Роль сдвига бетона в сопротивлении железобетонных конструкций разрушению.....	141
Мартынов Ю.С. Расчет сталежелезобетонных конструкций на действие поперечной силы.....	148
Масюк Г.Х., Григорчук А.Б. Прочность изгибаемых железобетонных элементов при действии длительного знакопеременного нагружения.....	150
Пецольд Т.М., Тарасов В.В., Щербак С.Б., Фомичев А.В. Прочность и трещиностойкость кольцевых центрифугированных балок с сосредоточенным армированием.....	153
Рак Н.А. Исследование напряженно-деформированного состояния элементов из высокопрочного бетона при местном сжатии с использованием метода конечных элементов.....	162
Садовский Ю.И. Исследование напряженно-деформированного состояния торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения.....	168
Садовский Ю.И., Рак Н.А. Методика расчета деформаций податливых стыков колонн с подколонником фундамента глубокого заложения с использованием полимерных материалов.....	174
Салех Али Хамуд Экспериментальное исследование способа усиления железобетонных многослойных панелей перекрытий дополнительной предварительно напряженной арматурой.....	180
Севостьянова И.И. О расчете сварных соединений с использованием метода конечных элементов (МКЭ).....	182
Сухарев А.А., Колчунов В.И. Расчет панелей перекрытий многосвязного поперечного сечения.....	183
Сычевский Н., Хомчик П. Влияние закрепления незагруженного конца на напряженное состояние брусьев стрелочных переводов.....	183
Терин В.Д., Хотько А.А. Анкерующая способность ненапрягаемой арматуры с различными видами периодического профиля.....	190
Шепелевич Н.И. Исследование образования и раскрытия трещин в железобетонных предварительно напряженных трубах.....	196
Шурин А.Б. Автоматизированная технологическая линия проектирования зданий.....	201

Секция III

Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий, конструкций, строительства зданий и сооружений

Айрапетов Г.А., Несветаев Г.В., Чмель Г.В. Расширяющиеся и напрягающие цементы низкой водопотребности и бетоны на их основе.....	206
Бабицкий В.В. Прогнозирование степени гидратации цемента.....	211
Блещик Н.П., Мазуренок Г.В., Щербицкая Е.В. Влияние структурно-механических свойств бетонной смеси на ее жесткость.....	215
Бобко И.Ф. Моделирование однофакторных взаимосвязей теплопроводности высокоэффективных утеплителей.....	223
Бобко И.Ф., Бобко Ф.А. Моделирование двухфакторной взаимосвязи изменения величины коэффициента теплопроводности материала теплового ограждения.....	228
Бобко Ф.А. Теоретические основы энергосберегающих строительных технологий.....	232
Борвонов В.А., Тулупов И.И. Влияние тонкодисперсных минеральных добавок на водостойкость арболита.....	238
Брутханс Зденко, Земанек Эрик Использование добавок в разных технологиях изготовления бетона.....	241
Вильбицкая Н.А., Голованова С.П., Зубехин А.П., Яценко Н.Д. Производство керамической плитки с использованием отходов производства.....	245
Галузо Г.С., Остапенко В.И. Фильтрпрессовая технология изготовления и физико-механические свойства мелкозернистого декоративного бетона.....	249
Галузо Г.С., Повидайко В.Г., Лаптик Н.Н., Красулина Л.В. Технология изготовления сухих гипсовых шпатлевочных смесей.....	253

Головач Э.П. Методы определения характеристик трансфера строительных технологий.....	255
Горячева И.А., Мадалинский Г.Г., Подобед М.В. Свойства крупнопористого керамзитобетона в конструкции стены.....	259
Дворкин Л.И., Бордюженко О.М., Дворкин О.Л. Аналитический метод проектирования состава керамзитобетона.....	261
Дворкин Л.И., Шестаков В.Л. Промышленные отходы как источник ресурсосбережения в производстве строительных материалов.....	262
Дворкин О.Л. Принципы функционирования компьютерных систем управления бетонными смесями.....	267
Дрозд А.А., Полейко Н.Л., Новик Г.Ф., Герасимович В.А., Брутханс З. Применение добавок при производстве бетонов для монолитных мостовых конструкций.....	269
Ерошенко Е.И. Мобильность технологических систем.....	272
Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Пригоженко О.В. Структура и свойства высокопрочных бетонов с органо-минеральными модификаторами серии «МБ».....	272
Кардумян Г.С. Новые нормативные документы Республики Беларусь по напрягающему цементу и напрягающему бетону.....	279
Круглов Г.Г., Линкевич Н.Н., Василевич А.А., Фалей А.Д., Мелешко Н.В. Исследование физико-механических свойств глинисто-солевых шламов.....	284
Кузьменков М.И., Куницкая Т.С., Сакович А.А., Мечай А.А. Получение и свойства расширяющихся и напрягающих цементов из местного сырья.....	284
Лопаткин П.Е. Методические подходы сбалансированности производственной программы строительной организации с ее производственной мощностью.....	288
Лукутцова Н.П. Строительные материалы с промышленными отходами в экологическом аспекте.....	290
Лушка Н.Л., Папсуй С.В. Системная модель стратегического планирования деятельности организации.....	290
Лысов В.П., Минеев Р.А., Пикус Д.М. Эффективность повышения концентрации потоков энергии в полимерных греющих проводах.....	295
Марковеский М.Ф. Интенсификация возведения монолитных каркасных зданий на основе опалубочных технологий.....	301
Матчан В.А., Русак Н.Н., Таруц В.В. Интернет-технологии и строительство Беларуси.....	308
Некрасова Г.Н., Кузьменков М.И. Огнеупорный бетон на основе доломита месторождения "Тралеве" Витебской области.....	310
Несветаев Г.В. Перспективы применения высокопрочных бетонов.....	313
Осос Р.Ф., Полейко Н.Л., Ковшар С.Н., Герасимович В.А. Эффективность применения высококачественного мелкого заполнителя для производства железобетонных изделий и конструкций.....	318
Панченко А.И. Собственные деформации и долговечность бетона.....	322
Пирадов К.А., Мамаев Т.Л. Методика подбора состава бетона по параметрам механики разрушения.....	328
Полейко Н.Л., Рашевский Н.Т., Рашевский А.С., Ковшар С.Н., Осос Р.Ф. Комплексная добавка для бетонной смеси «Дексил-01».....	331
Рубахов А.И. Системные основы трудосбережения при возведении производственных зданий.....	334
Русакевич В.А. К вопросу выполнения штукатурных работ индустриальными методами.....	337
Рыскин М.Н. К вопросу подбора состава высокопрочного бетона.....	341
Селькин Д.М. Формирование парка строительных машин на основе лизинговых операций.....	348
Семенюк Р.П., Близнюк Д.Ф., Смоляков Д.С., Петрусев И.В. Декоративные покрытия «Пластфлок».....	351
Сушкевич А.С. Методы повышения эффективности технологии производства пенобетонов.....	352
Титова Л.А., Бейлина М.И., Гончарова Ю.В. Опыт применения расширяющихся добавок на стройках г. Москвы.....	355
Тур В.В., Кардумян Г.С. Применение материалов на основе расширяющихся вяжущих в Республике Беларусь.....	358
Ушерев-Маршак А., Циак М., Сопов В., Синякин А. Калориметрия как основа информационной технологии бетона новых поколений.....	364
Якимович В.Д. Влияние гранулометрии цемента на его свойства при хранении.....	370

Секция IV

Актуальные проблемы строительной механики

Борисевич А.А. К выбору начальных точек в задачах оптимизации по методу локальных линеаризованных областей.....	375
---	-----

Босаков С.В., Голанов Ю.А., Семенюк С.Д. Расчет плоской фундаментной рамы на упругом основании	378
Игнатюк В.И. О рациональном подкреплении тонких цилиндрических оболочек при совместном действии быстро возрастающих осевого сжатия и внешнего давления	384
Листванович А.С. О статической устойчивости тонких цилиндрических оболочечных покрытий	384
Семенюк С.Д. Расчет по деформациям сборно-монолитных пространственно-рамных фундаментов	385
Сидорович Е.М. Прямые численные методы решения нелинейных задач теории сооружений	390
Трач В.М., Гупалюк В.Н. Устойчивость многослойных составных оболочек	393
Трач В.М., Подворный А.В. К вопросу решения задач нелинейного равновесия составных тонкостенных конструкций несимметричной структуры	394
Трепачко В.М. Замена физически нелинейных изгибаемых систем эквивалентными шарнирностержневыми	394

Секция V

Проблемы долговечности, коррозионной стойкости строительных материалов, повышение эксплуатационной надежности зданий и сооружений

Król M., Halicka A. Rekonstrukcje i aktywne naprawy konstrukcji budowlianych	399
Дмитриев В.В., Кудрявцев И.А. Влияние температурно-влажностного режима на долговечность оболочек	405
Золотухин Ю.Д., Редюк В.Н. Оценка долговечности зданий крупнопанельного типа	409
Золотухин Ю.Д., Белоусова Г.Н. Снижение отрицательного влияния коррозионных процессов арматуры в железобетонных конструкциях с использованием защитных покрытий	410
Золотухин Ю.Д., Куземкина Г.М. Обеспечение надежной эксплуатации каркасов рамного типа	411
Казачек В.Г. Активные проблемы обеспечения и контроля качества строительства	412
Колчунов В.И., Доценко В.Н., Осовских Е.В., Воробьев Е.Д. К проблеме конструкционной безопасности несущих строительных систем	427
Кудрявцев И.А. Мониторинг состояния оснований и фундаментов при реконструкции и консервации зданий	427
Леонович С.Н. Алгоритм расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии	432
Леонович С.Н. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии	435
Леонович С.Н., Попов О.В., Гуров И. Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве замороженного бетона конструкций, определенные методом отрыва со скалыванием	440
Никитин В.И., Ракецкий В.М., Лапко А., Прусел И.А. Гигротермические воздействия на цилиндрические стенки железобетонных силосов	443
Пастушков Г.П., Леонович С.Н., Кузьмицкий В.А., Чернявский Г.П. Проблемы долговечности городских подземных транспортных сооружений (на примере подземного перехода ул. Ленина – проспект Ф. Скорины в г. Минске)	449
Пирадов К.А., Мамаев Т.Л., Кожобеков Т.А. Новый метод определения морозостойкости бетона на основе фундаментальных положений механики разрушения	454
Сенющенко М.А., Юдин Ю.Я., Клименок С.И. Обследование, расчет и усиление стальных ферм покрытия горячего цеха № 1 ОАО «Старьстекло»	456
Федоров В.Г., Шведовский П.В. К проблеме прогнозных и оптимизационных исследований в области повышения эксплуатационной надежности инженерных объектов	462

Секция VI

Новые геотехнические технологии, основания и фундаменты

Ермашов В.П., Машкарев Д.Г., Кудин Д.П. Технология изготовления и испытаний вибронабивных свай пирамидальной формы	468
Заболотный Д.В., Сидорович Е.М. Выбор механической модели грунтового массива	474
Корбут Е.Е., Гомелюк И.В. К проблеме развития геотехнического мониторинга в г. Могилеве и его окрестностях	478
Корнейчик Д.В. Определение внутренних усилий в фундаментных плитах с выпуклой подошвой под колонны при внецентренной нагрузке	482
Минчукова М.Е., Никитенко М.И. Влияние пленочных экранов на устойчивость откосов грунтовых плотин	485

Попов О.В., Зыль А.Н. Исследование механизма вытеснения сыпучего грунта, упрочняемого инъекционной цементацией.....	490
Романюк Л.С., Бабич Е.М. Гидрогеомеханические процессы, влияющие на формирование свойств грунтов гидроотвалов.....	494
Семенюк С.Д., Гомелюк И.В. Карстовые процессы в восточной части Белоруссии.....	495
Талецкий В.В. Влияние наклона плоскости изотропии намывного грунта на напряженно-деформированное состояние основания под ленточным фундаментом.....	497
Уласик Т.М. Испытание дилатирующих грунтов на серийном приборе.....	502
Чернюк В.П., Пчелин В.Н., Ивасюк П.П., Ивасюк Ю.П. Определение величины отказа забивных свай с использованием для погружения образцов, паст и синтетических смол.....	504

Секция VII

Методические вопросы подготовки инженерных кадров в строительстве

Игнатюк В.И., Богомолов Д.В. О принципах разработки учебной компьютерной программы по расчету статически неопределимых рам методом сил.....	508
Кожухар В.М. Актуализация традиционных технологий подготовки инженерных кадров.....	512
Осиновская И.А., Сенющенко М.А. Вклад строительного факультета БГИТА в развитие научных исследований и в подготовку кадров для юго-западного региона России.....	514
Соколов Б.С., Мустафин И.И., Хусаинова Е.Ф. Новые технологии при подготовке инженеров-строителей.....	517
Сырица И.С. Технология трансфера наукоемкой продукции.....	522
Уласевич В.П. Опыт конструкторской подготовки студентов специализации Т19.01.01 на базе компьютерной технологии обучения.....	527
Фомичев В.Ф. Принципы корректировки образовательного стандарта Республики Беларусь специальности Т19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство».....	532
Голубев Н. М., Зверев В. Ф., Леонович С.Н. Взаимосвязь технической, экономической и управленческой экспертиз в курсе «Управление недвижимостью».....	533
Голубев Н.М., Зверев В.Ф., Леонович С.Н., Коньков В. В. Специалист по недвижимости в курсе «Управление недвижимостью».....	534

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ПОДГОТОВКЕ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара

Ответственный за выпуск

В.В. Тур

Редактор

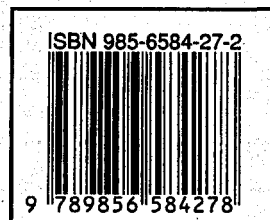
Т.В. Строкач

Технический редактор

А.Д. Никитчик

Компьютерная верстка и дизайн

В.В. Малыха



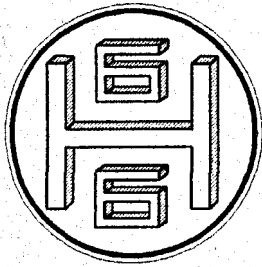
Издательская лицензия

ЛВ № 382 от 1.09.2000 г.

Полиграфическая лицензия

ЛП № 178 от 1.09.2000 г.

Подписано в печать 6.05.2001. Формат 60×84_{1/8}. Бумага Снегурочка. Гарнитура Arial. Уч. изд. л. 68,75. Усл. печ. л. 64,0. Заказ № 265. Тираж 150 экз. Отпечатано на ризографе Брестского государственного технического университета. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.



ЧАСТНОЕ УНИТАРНОЕ
ВНЕДРЕНЧЕСКОЕ НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ
"БРЕСТСТРОЙНАУКА"

Республика Беларусь : 224028, г.Брест, ул. Московская 360/2.
тел/факс : (8-0162) 47-84-50 , 47-81-44

Директор : БУДЮК ВЛАДИМИР ДМИТРИЕВИЧ
Лауреат премии Совмина РБ, кандидат технических наук, доцент.

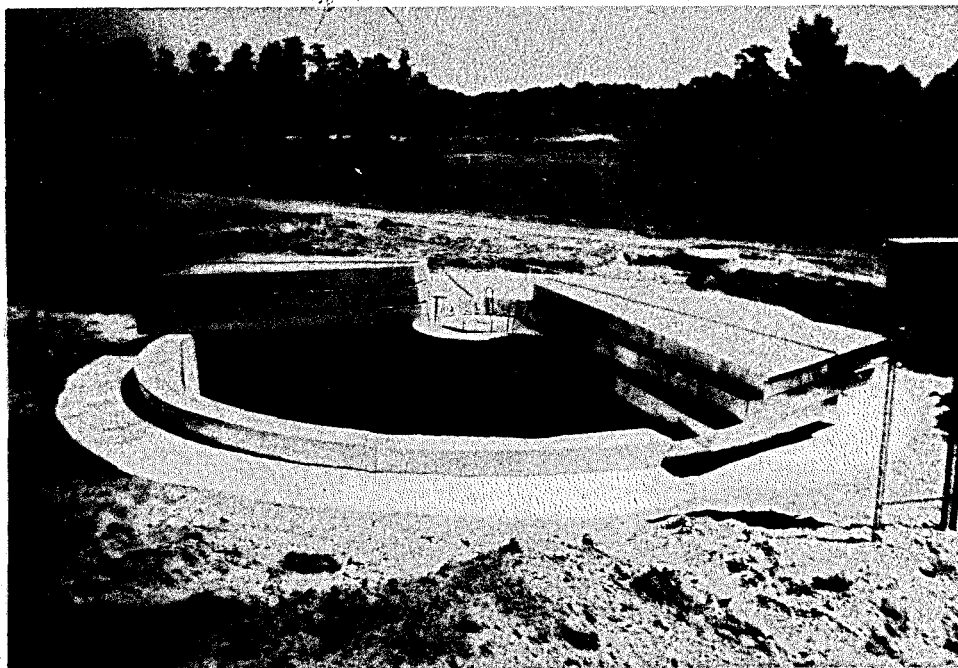
**НАША СПЕЦИАЛИЗАЦИЯ – СТРОИТЕЛЬСТВО СООРУЖЕНИЙ ТЕПЛО-ВОДОСНАБЖЕНИЯ И
КАНАЛИЗАЦИИ.**

В ЭТОЙ ОБЛАСТИ МЫ РАБОТАЕМ С 1991 Г.

Высококвалифицированные специалисты предприятия, имеющие большой опыт в области разработки высокоэффективных, надежных и экономичных технологий очистки сточных вод и конструкций сооружений, могут предложить Вам следующие услуги:

- разработать технологию и рабочий проект сооружений по очистке сточных вод от взвешенных веществ и нефтепродуктов, отвечающих современным экологическим требованиям;
- разработать конструкции теплокамер, резервуаров и других емкостных сооружений;
- изготовить сборные железобетонные конструкции, выполнить строительно-монтажные работы по возведению сооружений;
- изготовить и смонтировать нестандартизированное технологическое оборудование очистных сооружений;
- выполнить пуско-наладочные работы очистных сооружений;
- обследовать и дать рекомендации по интенсификации имеющихся на Вашем предприятии очистных сооружений;
- принять на обслуживание очистные сооружения.

На выполнение указанных работ предприятие имеет лицензии, выданные Минстройархитектуры РБ.



СОТРУДНИЧАЯ С НАМИ, ВЫ ПОЛУЧАЕТЕ СЛЕДУЮЩИЕ ПРЕИМУЩЕСТВА:

- высокоэффективные очистные сооружения, отвечающие экологическим требованиям Минприроды РБ;
- емкостные сооружения высокой водонепроницаемости;
- снижение стоимости и сроков строительства сооружений в 1,2 – 1,5 раза по сравнению с типовыми проектами;
- гарантии надежности продукции.