

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

## НАПРЯГАЮЩИЕ ЦЕМЕНТЫ, БЕТОНЫ И САМОНАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**Сборник трудов**

*Международной научно-практической конференции*

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

Брест 2001

УДК (691+624+693)(082)  
394

**394 Напрягающие цементы, бетоны и самонапряженные конструкции:**  
Сборник трудов Международной научно-практической конференции, Брест, 18–20 декабря 2000 г./ Под ред. проф. Тура В.В.– Брест, БГТУ, 2001 – 200 с.

В сборнике представлены статьи, посвященные исследованиям в области напрягающих цементов, бетонов и самонапряженных конструкций, выполняемым как в Республике Беларусь, так и за рубежом. Рассмотрены вопросы технологии получения напрягающих бетонов, обладающих высокими эксплуатационными характеристиками, а также методы расчета самонапряженных конструкций. Приведен опыт внедрения самонапряженных конструкций в строительстве.

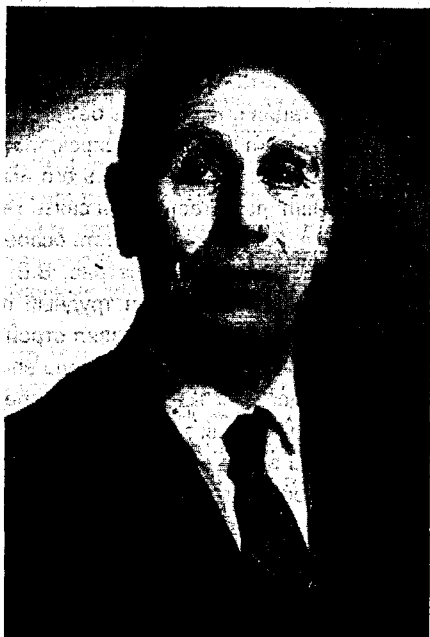
Сборник трудов предназначен для научных работников, преподавателей, аспирантов и студентов строительных учебных заведений.

Рецензент д.т.н., профессор, зав. кафедрой ЖБикК БГПА Пецольд Т.М.

ISBN 985–6584–30–2

УДК (691+624+693)(082)

© Брестский государственный технический университет 2001



### **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 самонапряженного 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 самонапряженном 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. Это достигается также в том числе. 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 обыч-

ным бетоном и предопределил его дальнейшее широкое применение в строительстве. Стала реальной идея В.В. Михайлова о полной замене в строительстве обычного железобетона на самонапряженный, 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 самонапряженных 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 самонапряженных 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, неумимый 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 6 м пока воспринимаются как утопические.

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



УДК 624.012

**РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ РАСШИРЯЮЩИХСЯ И  
НАПРЯГАЮЩИХ ВЯЖУЩИХ, БЕТОНОВ И КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ  
ОСНОВЕ – ОДНО ИЗ ВАЖНЕЙШИХ НАПРАВЛЕНИЙ  
ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРОФ. В.В. МИХАЙЛОВА**

*Звездов А.И., Будагянц Л.И., Мартиросов Г.М.*

*НИИЖБ, г. Москва*

Среди широкого круга научных проблем в области капитального строительства разработка и исследование расширяющихся и напрягающих вяжущих и их применение занимали в деятельности В.В. Михайлова и руководимой им лаборатории одно из важнейших мест.

Предпосылки создания вяжущего, способного устранить присущий обычным бетонам такой недостаток, как усадка, были показаны им ещё в 1941 г. в монографии «Элементы теории структуры бетона» и реализованы разработкой и освоением производства водонепроницаемого расширяющегося цемента ВРЦ; нашедшего применение в восстановительных, ремонтных работах, метростроении и других областях строительства.

Прочностной основой, а также базой для расширения цементного камня ВРЦ являлись алюминаты и сульфаты кальция, что обеспечивало быстрый набор прочности и расширение в ранние сроки.

Успехи в разработке, освоении производства и практическом применении ВРЦ побудили В.В. Михайлова к созданию более массового и экономичного расширяющегося вяжущего на основе портландцемента, получившего впо-

*Звездов А.И.* – д.т.н., профессор, НИИЖБ Госстроя РФ, г. Москва

*Будагянц Л.И.* – к.т.н., с.н.с., НИИЖБ Госстроя РФ, г. Москва

*Мартиросов Г.М.* – к.т.н., с.н.с., НИИЖБ Госстроя РФ, г. Москва

следствии название напрягающего цемента, благодаря способности получать напряжения сжатия при ограничении его расширения с помощью арматуры, упоров или иным способом.

Процесс расширения НЦ также основан на взаимодействии алюминатов кальция портландцемента и дополнительно вводимого глинозёмистого шлака с гипсом в среде гидратирующихся силикатов кальция портландцемента с химическим связыванием повышенного количества влаги в процессе твердения.

Способность НЦ и бетона на его основе развивать в процессе расширения давление на ограничивающие связи, получая при этом собственное обжатие, называемое самоупрежением, привела к созданию нового вида преднапряженных конструкций — самоупреженных, в которых напряжение арматуры происходит благодаря её сцеплению с бетоном за счет энергии расширения НЦ.

Первые составы НЦ, на которые в 1953 г. В.В. Михайловым совместно с С.Л. Литвером и А.Н. Поповым было получено авторское свидетельство, твердели и расширялись в условиях обязательной тепловлажной обработки при температуре 70..100 °С в течение 2..6 час.

Проведенные впоследствии в лаборатории С.Л. Литвером и Л.И. Будагянцем исследования позволили получить разновидность НЦ нормального твердения, т.е. не требующую в процессе твердения обязательную тепловую обработку. В обоих случаях для полного протекания процессов расширения и самоупрежения необходим избыток влаги, т.е. увлажнение или хранение в воде в первый период твердения после предварительного набора прочности.

В процессе изучения НЦ наряду с такими характеристиками как прочность, свободное расширение и другие, очень важно было оценить также и самоупрежение, чтобы на основе этого определить обжатие бетона и напряжение в арматуре, т.е. самоупрежение или самоупрежение конструкции в целом. Вначале для лабораторных исследований были разработаны и изготовлены стационарные рычажные приборы с образцовым динамометром для определения усилия расширения — ПУРЫ; создавали установленному в них образцу-призме упругое сопротивление расширению, эквивалентное содержанию продольной арматуры, варьируемое в пределах — 0,2+5,0 %, и были рассчитаны на потенциально достижимое самоупрежение до 10 МПа. Кроме того, образец устанавливался в стакан со спиралью для создания заданного температурно-влажностного режима.

Это позволило также экспериментально найти зависимость самоупрежения от коэффициента продольного армирования, а в дальнейшем, приняв в

качестве стандарта для определения марки по самоупрежению напрягающих цемента и бетона коэффициент армирования, равный 1,0 %, установить для этого, а также для расчёта деформаций самоупрежения железобетонных конструкций на основе НЦ экспериментально-теоретические зависимости, включенные затем в нормы по проектированию самоупреженных конструкций.

Первое производство и применение НЦ в условиях промышленного строительства осуществлялось под руководством и при участии сотрудников лаборатории В.В.Михайлова с 1965 г. на Нижне-Тагильском ЖБК №2 – НЦТ (с тепловой обработкой) – для изготовления центрифугированных самоупреженных труб диаметром 500 мм и Управлением строительства “Сибкадемстрой” – НЦН (нормального твердения) – для возведения технологических емкостей системы водоснабжения г. Новосибирска (объёмом только 1-й очереди – более 100 тыс. м<sup>3</sup> сборных железобетонных резервуаров, отстойников, фильтров и др.).

Водонепроницаемость емкостей обеспечивалась замоноличиванием стыков цементно-песчаными составами на НЦ, который, расширяясь в процессе твердения, создавал распор и преднапряжение арматурных выпусков в стыке, что существенно повышало его трещиностойкость.

Такой стык получил название самоупреженного, благодаря высокой водонепроницаемости составов на НЦ даже в подвижных смесях, обеспечивалось качественное заполнение стыка, что особенно важно при стесненных условиях бетонирования.

В обоих случаях изготовление НЦ производилось совместным помолотом портландцемента с заранее подобранным количеством гипса и глиноземистого цемента. Контроль самоупрежения на ЖБК-2 велся с помощью ПУ-Ров, в “Сибкадемстрое” – с использованием специально разработанных динамометрических колец, которые создают отформованному в них образцу-призме 31,5×31,5×95 упругое сопротивление расширению, эквивалентное содержанию продольной арматуры в количестве 1 %.

Первые ТУ на НЦ, включающие требования к НЦ нормального твердения и к НЦ с обязательной тепловой обработкой, были разработаны лабораторией к 1968 году на основе лабораторных исследований и первого практического опыта изготовления НЦ и применения в условиях стройплощадки Новосибирского горводозабора Управлением строительства “Сибкадемстрой”. Одновременно в эти ТУ была включена новая методика контроля марки НЦ по самоупрежению с помощью динамометрических колец.

Кроме того этот опыт был использован при разработке типовых чертежей серии 3.900–2 «Унифицированные сборные железобетонные конструкции



водопроводных и канализационных емкостных сооружений» утвержденных Госстроем СССР в 1968 г. (в части Рекомендаций по замоноличиванию стыков емкостей).

В дальнейшем приобретенный опыт получил развитие в других сооружениях и конструкциях, в том числе в зимних условиях при отрицательных температурах. Возведенный там же в 1968 г. плавательный бассейн "Нептун" со сборно-монокристаллическим днищем за счёт применения бетона на НЦ не имеет специальной гидроизоляции. Все емкостные конструкции эксплуатируются до настоящего времени, не требуя текущих и капитальных ремонтных затрат.

Освоение производства НЦ цементной промышленностью состоялось в 1972 г. на Усть-Каменогорском цементном заводе под руководством и при участии НИИЖБ для строительства железобетонной технологической плиты искусственного ледового поля и конькобежной дорожки стадиона «Медведь» под Алма-Атой. Высокое насыщение плиты трубопроводами для хладоносителя (более 4 %) при выполнении её из обычного бетона на портландцементе неизбежно привело бы к образованию многочисленных трещин от усадки, тем более при резких колебаниях температуры и влажности, характерных для этой местности. Применение бетона на НЦ позволяло не только компенсировать расширением потенциальную усадку, но и получить в конструкции самоуплотнение, исключающее образование трещин и при других внешних воздействиях.

При изготовлении первой опытной партии НЦ оперативно решались вопросы подготовки и дозирования исходных сырьевых материалов — гипсового камня, глиноземистого шлака и портландцементного клинкера, после заранее проведенного в лаборатории завода подбора оптимального состава НЦ на этих материалах. Отработана также методика текущего контроля качества НЦ — тонкость помола, содержание сульфатов, алюминатов при помоле, а также изготовление, твердение, замеры и испытание контрольных образцов с определением расширения, самоуплотнения, прочности при изгибе и сжатии в разном возрасте.

Перед возведением технологической плиты для проверки её ожидаемых расчетных параметров по самоуплотнению, деформативности и трещиностойкости там же была выполнена опытная плита того же сечения длиной 42 м, на которой отработывалась технология отделки поверхности плиты, поскольку к ней предъявлялись весьма высокие требования по качеству.

Анализ конструкции плиты и результатов дополнительных испытаний бетона на конкретной партии НЦ позволил выполнить плиту хоккейного поля длиной 114 м без температурных швов, а дорожку протяженностью 400 м —

только с четырьмя швами (вместо восьми по первоначальному проекту) и те были замоноличены на втором году эксплуатации. Более чем 25-летний опыт безремонтной эксплуатации ледового поля и дорожки в Медео показал высокое качество и надежность охлаждающей плиты из бетона на НЦ при длительном сроке безотказной работы.

На основе опыта Медео был выполнен ряд искусственных ледовых полей и конькобежных дорожек стадионов и Дворцов спорта в Москве, Киеве, Ереване, Барнауле и др. Так технологическую плиту ледового поля Дворца спорта в Лужниках из-за разрушения обычного бетона приходилось менять каждые 6-7 лет, тогда как выполненная в 1978 г. плита из бетона на НЦ успешно эксплуатируется более 20 лет.

Уместно привести и другой пример. В висячей оболочке покрытия шатрового типа диаметром 160 м (гараж на 500 автобусов в г. Киеве, 1972 г.) необходимое предварительное напряжение было обеспечено при замоноличивании конструкции заполнением в определенной последовательности радиальных и кольцевых швов напрягающим бетоном. Каким-либо другим способом создать необходимое преднапряжение этой конструкции, учитывая ее форму и размеры (площадь оболочки 20000 м<sup>2</sup>), практически оказалось не реально. Бетон радиальных швов, кроме самонапряжения конструкции покрытия, благодаря плотной структуре и отсутствию трещин обеспечил благоприятные условия сохранности расположенного в швах каната диаметром 65 мм, определяющего живучесть конструкции.

С началом промышленного производства НЦ в 1972 г. его эффективное применение в разных областях строительства, в том числе в емкостных и подземных сооружениях, существенно расширилось. Особенно активно и творчески подошли к этому вопросу в Усть-Каменогорском тресте "Алтайсвинестрой" (гл. инженер И.Р.Подгорный). Для комплекса очистных сооружений, химкомбината силами треста при участии лаборатории В.В. Михайлова были переработаны типовые проекты технологических емкостей, предусматривающие, в частности, навивку кольцевой напряженной высокопрочной арматуры, на сборные конструкции с самонапряженными стыками, что позволило исключить трудоемкие и сложные технологические переделы навивки арматуры и торкретирования для защиты её от коррозии.

Это позволило существенно упростить процесс строительства и повысить водонепроницаемость емкостей, что дало возможность сократить продолжительность возведения комплекса на год и получить весомый экономический эффект.

Успешная реализация на конкретном объекте новых конструкций емкостей на основе применения НЦ и самонапряженного стыка для обеспечения

их трещиностойкости и водонепроницаемости поставила на повестку дня вопрос о разработке проектов таких конструкций для массового применения в масштабах страны.

Союзводоканалпроект совместно с НИИЖБ (Л.И. Будагянц) разработал экспериментальные проекты типоряда первичных и вторичных цилиндрических отстойников диаметром от 9 до 40 м с самонапряженными стыками без навивки и торкретирования. Пояснительная записка к проектам содержала развернутые рекомендации по технологии производства работ, что позволяло строителям выполнять работы, как правило, самостоятельно. Проекты и были рекомендованы к широкому применению в строительстве на правах типовых, что и было реализовано в различных регионах – в Поволжье, Ставрополье, на Сев. Кавказе и др.

В связи с подготовкой к проведению Олимпиады-80 были реконструированы главные спортивные арены (Лужники, Динамо, Измайлово – в Москве, стадион им.С.М.Кирова – в Ленинграде) и построены плавательные бассейны различных размеров и назначения. Трибуны стадионов, которые одновременно являются эксплуатируемой кровлей для подтрибунных помещений, представляют собой неразрезную ступенчатую самонапряженную плиту, выполняющую функции несущей конструкции и гидроизолирующего ковра. Применение бетона на НЦ позволило обеспечить водонепроницаемость конструкций без использования специальной гидроизоляции. Бетон на НЦ для Москвы поставляло Объединение "Мосстройконструкция".

Успешный опыт освоения изготовления НЦ на Усть-Каменогорском заводе, а также возведения и эксплуатации стадиона Медео вызвал всплеск потребности в НЦ и расширение производства этого вяжущего другими заводами. – Краматорским, Воскресенским, Днепродзержинским, Подольским, Пашийским, Волковисским и др. Во всех случаях освоение производства НЦ шло под контролем и при участии сотрудников лаборатории проф. В.В. Михайлова. Годовой объем производства НЦ в начале 90-х годов превысил 1млн. тонн.

Наиболее активный по самонапряжению (марке) НЦ выпускали Усть-Каменогорский и Днепродзержинский заводы (НЦ-20, НЦ-40), остальные в основном – НЦ-20. При этом марка НЦ по прочности составляла 40, чаще 50 МПа.

В дальнейшем для контроля самонапряжения НЦ (в растворе 1:1) и бетона на его основе были разработаны динамометрические кондукторы трёх типоразмеров - для образцов 40×40×160, 50×50×200 и 100×100×400 мм, также оказывающие отформованным в них образцам сопротивление расширению эквивалентное армированию 1%, а также позволяющие после заверше-

ния процесса самоупрочнения, освобождать образец и проводить его стандартные испытания по действующим нормам (на прочность, деформативность, ползучесть и т. п.).

Это позволило расширить круг исследований НЦ различной активности от НЦ-10 до НЦ-60 в бетонах различного состава, включая влияние расхода цемента (от 400 до 700 кг/м<sup>3</sup>) и заполнителя на самоупрочнение. Были разработаны зависимости для подбора состава напрягающего бетона, исходя из марок НЦ по прочности и самоупрочнению, и других факторов, для получения заданных проектом характеристик бетона при необходимой удобоукладываемости бетонной смеси, которые были специальным разделом включены в «Рекомендации по подбору состава тяжелого бетона», НИИЖБ, 1979 г.

Комплекс проведенных исследований показал также не только высокую водонепроницаемость, но и повышенную прочность напрягающего бетона на осевое растяжение и при изгибе, что дало основание включить в нормы повышающий коэффициент 1,2 к его прочности на осевое растяжение по отношению к прочности обычного бетона.

Освоение производства НЦ цементной промышленностью привело к необходимости разработки нормативной документации для проектирования широкого круга конструкций и сооружений. На базе частных рекомендаций лаборатории по расчёту и проектированию конструкций из бетона на НЦ и полученного совместно с проектными организациями (Сибкадемпроект, Союзводоканалпроект, Алтайсвицецстрой, Метрогипротранс, Алма-АтаГипрогор, Моспроект, Мосинжпроект и др.) опыта их проектирования, В.В.Михайловым и Л.И.Будагянцем была разработана «Инструкция по проектированию самоупрочненных железобетонных конструкций» СН-511-78.

В Инструкции впервые в практике были даны правила и методика расчёта напряженного состояния и деформаций железобетонных конструкций в результате расширения бетона на НЦ совместно с находящейся в нём и растягиваемой при этом арматурой, т.е. предварительного напряжения или самоупрочнения конструкции в целом. Дальнейший расчет конструкции на действие нагрузок и других факторов производится с учётом специфики самоупрочнения как обычной преднапряженной.

При разработке нового СНиП 2.03.01-84 в него впервые был включён напрягающий бетон и технические требования к нему, включая новую характеристику бетона - марку по самоупрочнению и самоупрочнение как особый вид напряженного состояния. Одновременно на основе Инструкции 511-78 с учётом новых данных к этому СНиП было разработано в 1986 г. более детальное Пособие по проектированию самоупрочненных железобетонных

конструкций. Наряду с самоупрежением важнейшей характеристикой напругающего бетона является его высокая водонепроницаемость - марка W 12, что позволяет выполнять самоупреженные конструкции без специальной гидроизоляции.

Было также разработано Пособие по производству сборных самоупреженных железобетонных конструкций и изделий к СНиП 3.09.01-85 с целью конкретизации требований по заводскому производству сборных конструкций и изделий, изготовляемых из бетона на напругающем цементе. В Пособии отражены особенности приготовления бетонных смесей, формования, тепловлажностной обработки, хранения и контроля качества изделий из бетона на НЦ.

Были разработаны десятки рекомендательных документов - как достаточно обобщенных, например, «Рекомендации по применению бетонов на напругающем цементе в монолитном и сборно-монолитном строительстве», так и по конкретным областям строительства, например, «Рекомендации по проектированию и возведению емкостных конструкций с применением бетона на напругающем цементе», «Рекомендации по изготовлению железобетонных самоупреженных низконапорных труб», «Рекомендации по применению напругающего цемента для гидроизоляции стыков сборных обделок тоннелей метрополитенов», «Рекомендации по применению напругающего бетона для покрытий полов и кровель».

В последнее время получило распространение получение НЦ и бетона на его основе путем использования расширяющей добавки (РД), обычно на базе сульфатов и алюминатов кальция, вводимой в бетонную смесь на портландцементе непосредственно в процессе приготовления бетона.

Первое использование НЦ на базе РД состоялось при возведении бака водонапорной башни в г. Ауце (Латвия) в январе 1972 г., когда производство НЦ ещё не было освоено цементной промышленностью. Применение РД позволяет уменьшить транспортные расходы, поскольку её расход не превышает, как правило, 10-20% от массы НЦ, марка которого по самоупрежению при этом составляет обычно НЦ-10 - НЦ-20, что вполне достаточно для получения бетонов с компенсированной усадкой.

На территории Б. Советского Союза из бетона на НЦ возведено миллионы кубических метров конструкций зданий и сооружений, при этом срок их безремонтной эксплуатации в 3.6 раз больше, чем у аналогов на обычном бетоне.

Из числа наиболее крупных московских объектов трех последних лет, на строительстве которых применен НЦ, можно назвать Старый Гостиный Двор, Аквадром, здание МИД РФ, торгово-общественный комплекс на пл. Курского вокзала.



УДК 691.328.620.191.33

## ДЕФОРМАЦИИ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ ЗАМОРАЖИВАНИИ И ОТТАИВАНИИ

*Тур В.В.*

*Брестский государственный технический университет*

*Кардунян Г.С., Леонович С.Н., Аль – Факих Омар*

*Белорусская государственная политехническая академия*

### ВВЕДЕНИЕ

Для бетонов — композиционных материалов с разномодульными компонентами, многообразными формами микроконтактов в цементирующей матрице и макроконтактов с песком и щебнем, технологически возможно управляемое количественное формирование макроструктур с регулируемым уровнем конструктивных и капиллярно — поровых элементов — носителей физико — механических и физико — химических свойств. Такой структурный подход в бетоноведении создает условия для получения бетонов с заданными свойствами сопротивления силовым, тепловым и коррозионным воздействиям широкого диапазона. Переход в инженерной практике строительства на оценку физико — механических свойств бетона на основе структурных параметров, определяемых методами механики разрушения:  $G$  — энергии разрушения;  $K$  — структурного коэффициента интенсивности напряжений;  $J$  — джей — интеграла и т.п. воплощается в реальность. Наступает этап создания технических возможностей экспериментальных работ для стати-

*Тур В.В.* — д.т.н., профессор, зав. каф. ТБИСМ БГТУ

*Кардунян Г.С.* — к.т.н., доцент, докторант БГПА

*Леонович С.Н.* — д.т.н., доцент, зав. каф. ТСП БГПА

*Аль-Факих Омар* — аспирант БГПА

стического обоснования расчетных параметров G, K, J и разработки на этой основе методики проектирования составов бетона по инвариантным структурным параметрам его трещиностойкости как альтернативы подбору состава бетона по вариантной характеристике свойств прочности куба на сжатие [1,2,3].

При выборе методики климатических испытаний прежде всего должны учитываться типичные условия замораживания – оттаивания:

- замораживание на воздухе и оттаивание в воде бетона, имеющего различную исходную степень водонасыщения;
- замораживание и оттаивание при непрерывном капиллярном подсосе воды;
- замораживание при полном погружении в воду (вмерзание в лед) и оттаивание в воде [1,4].

Процессы замораживания и оттаивания бетона, обуславливающие его постепенное разрушение – снижение прочности – весьма многообразны. При нагревании и охлаждении компоненты бетона – цементный камень, заполнители и вода в его порах изменяют объем в соответствии с присущими каждому материалу коэффициентами температурной деформации. Различие в этих коэффициентах может служить одной из причин появления напряжений на поверхности контакта материалов. Однако основной причиной разрушения бетона принимается давление льда, образующегося с увеличением объема воды при фазовом переходе ее в лед или гидравлическое давление незамерзшей воды, отжимаемой льдом. Основанием для этого служит явная и твердо установленная зависимость степени разрушения от степени водонасыщения бетона [1,5,6,7,8].

Исследования процессов, происходящих при замораживании и оттаивании традиционных бетонов, механизмов их разрушения имеют уже более, чем вековую историю [2]. При этом выделено четыре основных вида процессов, протекающих при замораживании [1]:

- быстрое замораживание и оттаивание на воздухе разрушением бетона вследствие различий в коэффициентах температурного расширения; степень водонасыщения при этом недостаточна для проявления влияния фазового перехода воды в лед. В этих условиях правильнее говорить о термостойкости бетона;
- медленное односторонне замораживание бетона массивного сооружения и ограждающей конструкции: (при положительной температуре внутреннего помещения) с постепенным продвижением фронта вглубь бетона. В этих условиях основная причина разрушения – увеличение степени во-

донасыщения бетона вследствие миграции влаги к фронту промерзания и разрушение давлением льда или гидравлическим давлением воды, отжимаемой льдом;

– быстрое всесторонне замораживание бетона тонкостенных конструкций с образованием льда в поверхностных слоях, что приводит к «закупорке» воды внутри конструкции и при достаточно высокой степени водонасыщения – к разрушению бетона, проявляющемуся в шелушении поверхностных его слоев;

– одностороннее замораживание пористого материала, в котором возможна миграция в парообразном состоянии к холодной поверхности образование линз льда – аналогично процессу пучения грунтов.

В то же самое время исследования стойкости напрягающего бетона при воздействии циклического замораживания – оттаивания выполнялись в последние два десятилетия. Наиболее представительные исследования проведены А.И. Панченко [9]. Было испытано двенадцать различных типов бетона при варьировании прочности на сжатие от 20 до 55 МПа, расхода цемента от 230 до 500 кг/м<sup>3</sup>, водоцементного отношения от 0.72 до 0.38, а также при использовании трех видов цемента (портландцемент, пуццолановый портландцемент и шлакопортландцемент) и добавок (воздухововлекающей и расширяющей) в некоторые композиции. В диапазоне экспериментально определенной морозостойкости бетона (от F75 до F500) получена зависимость ее от коэффициента интенсивности напряжений, после первого цикла замораживания до – 50 °С и оттаивания:

$$F = 624.0 (\Delta Kc)^{-0.61}$$

которая напоминает формулу П. Париса.

Масштабные исследования морозостойкости напрягающего бетона, в том числе, с различными типами заполнителей выполнены Г.В. Несветаевым [10].

Стойкость бетона на напрягающем цементе с малой энергией самонапряжения (бетона с компенсированной усадкой) при знакопеременных температурных воздействиях, в том числе с позиций механики разрушения, всесторонне исследована А.И.Звездовым [11].

Тем не менее, теория морозостойкости напрягающего бетона должна содержать количественное описание возникновения и развития внутреннего разрушающего давления, соотнеся его с характеристиками трещиностойкости и прочности, опираясь на данные о структуре порового пространства.



## 1. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НОРМАЛЬНОМ ОТРЫВЕ И ПОПЕРЕЧНОМ СДВИГЕ

В настоящей работе используется методика неравновесных испытаний для оценки коэффициентов интенсивности напряжений. Опытными образцами для определения  $K_{Ic}$  являются бетонные кубы с длиной ребра 150 мм с двумя надрезами-инициаторами трещины. Испытание указанных опытных образцов производится по схеме внецентренного сжатия в прессе с помощью двух опор из металлических брусков размером поперечного сечения 6 x 6 мм. Разрушение куба происходит неустойчиво по плоскости движущейся трещины между двумя надрезами.

Для определения трещиностойкости бетона при поперечном сдвиге принят образец в виде плиты с двумя параллельными искусственными трещинами, который испытывается на срез с помощью опор из металлических прокладок.

## 2. СОСТАВЫ БЕТОНА. ХАРАКТЕРИСТИКИ ИСХОДНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Испытания напрягающего бетона выполнялось в три этапа. На первом этапе производилось испытание лабораторных образцов кубов и пластин с надрезами для определения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге в обычных условиях и при циклическом замораживании и оттаивании (Состав 0). На втором этапе морозной деструкции подвергались лабораторные призмы из напрягающего бетона трех составов (составы 1,2,3), которые вначале испытывали на четырехточечный изгиб с получением характеристик бетона на растяжение. Затем полученные половинки призмы опиливали до кубов, устраивали необходимые надрезы и выполняли неравновесные испытания для расчета коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге. Таким образом, на одном образце при механических испытаниях одновременно определялись прочностные, деформативные характеристики и параметры трещиностойкости (коэффициенты интенсивности напряжений). На третьем этапе комплексно исследовалась деструкция при знакопеременных температурных воздействиях напрягающего бетона, отобранного из различных конструкций на объектах внедрения.

Составы бетонов для изготовления опытных образцов приведены в табл.

1.

Составы бетонных смесей

Номер состава	Расход составляющих, кг на 1 м <sup>3</sup> бет. смеси				тол. стержня, см	R, МПа, в возрасте 1 сутки
	НЦ	П	Щ	В/Ц		
Состав 0	455	680	1120	0.4		
Состав 0	440	695	1130	0.4		
Состав 1	400	669	1214	0.38	1.0	20.1
Состав 2	500	620	1125	0.35	1.7	20.5
Состав 3	550	598	1085	0.35	2.0	23.7

Составы бетонных смесей для опытных образцов подобраны в Лаборатории самоупроченных конструкций БГТУ к.т.н. Кардунян Г.С.

В качестве сырьевых материалов для изготовления опытных образцов применяли:

Вязущее – напрягающий цемент НЦ-20 и НЦ-40 Волковысского завода.

Мелкий заполнитель – песок кварцевый с  $M_k=2,51$  Заславльского карьера.

Крупный заполнитель – щебень гранитный фр. 5-20 мм карьера Микашевичи.

Напрягающий цемент соответствовал ТУ РБ 02071613.183 –99 и характеризовался следующими параметрами:

– Линейное расширение (%) – 0.14;

– Самонапряжение (МПа) – 3.4;

– Прочность в возрасте 1 сутки (МПа) – 11.4 (при сжатии); 2.9 (при изгибе);

– Прочность в возрасте 28 суток (МПа) – 49 (при сжатии); 7.8 (при изгибе);

– Сроки схватывания (мин.) – начало – 55; конец – 125;

– Удельная поверхность – 3600 см<sup>2</sup>/г;

– Кнг – 0.25.

Образцы изготавливали в лабораторных условиях. Перемешивание осуществляли в лабораторной бетономешалке принудительного действия. Уплотнение образцов производили на лабораторной виброплощадке.

Перед испытаниями образцы выдерживались в течении 28 сут. в камере нормально-влажностного твердения.

### 3. МЕТОДИКА ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ ИСПЫТАНИЙ

Испытания на стойкость при циклическом замораживании и оттаивании производятся в термобаровлагокамере. Опытные образцы перед низкотемпературными испытаниями в течение 96 часов насыщались в воде. Замораживание производится до достижения в центре образца температуры  $-50^{\circ}\text{C}$ , оттаивание осуществляется на воздухе и в воде до температуры  $+20^{\circ}\text{C}$ . Для определения температуры в бетоне на различных этапах знакопеременных температурных испытаний установлены хромелькопелевые термопары, показания с которых снимаются автоматически потенциометром КСП-4.

Ускоренное разрушение достигалось замораживанием водонасыщенного бетона до температуры  $-50^{\circ}\text{C}$ . Для оценки деструкции бетона при ЦЗО применяются ультразвуковой импульсный метод путем сквозного прозвучивания бетонных призм  $100 \times 100 \times 400$  прибором «Бетон-12» и опытных образцов-кубов  $100 \times 100 \times 100$  комплексом «Оса». Для оценки динамического модуля упругости бетона в процессе испытаний применялся резонансный метод.

### 4. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ КАПИЛЛЯРНО-ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ БЕТОНА

Капиллярно-пористая структура бетона всех серий (контрольных и подвергнутых циклическому замораживанию-оттаиванию) исследуется по кинетике водопоглощения, в оптическом и сканирующем электронном микроскопах. Кроме того, применяется методика определения коэффициента диффузии хлор-ионов, основанной на взаимосвязи электропроводности бетона с характеристиками пористости и градиентами химического потенциала вещества.

На основе анализов структуры бетона получены исчерпывающие экспериментальные данные по интегральной и дифференциальной пористости бетона различных серий, что позволит представить ее в виде пятиуровневой соподчиненной системы, пригодной для расчета – прогноза долговечности бетона в соответствии с подходом [3].

### 5. МЕТОД ОЦЕНКИ МОРОЗНОЙ ДЕСТРУКЦИИ

#### ПО НАКОПЛЕНИЮ ОСТАТОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

Для оценки морозной деструкции по накоплению остаточных деформаций в стенку призмы со всех четырех граней замоноличивались специальные

репера. Показания фиксировались после каждого цикла замораживания – оттаивания, переносной мессурой на базе 300 мм с ценой деления 0.01мм.

Кроме того производился замер деформаций напрягающего бетона в замороженном состоянии.

## 6. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

### 6.1. Кинетика водопоглощения

В процессе испытаний после каждого цикла замораживания – оттаивания производилось взвешивание образцов для оценки изменения водопоглощения в процессе испытаний. Данные по водопоглощению образцов сведены в табл. 2. Характер водонасыщения образцов напрягающего бетона отличается от других видов бетона. Степень его водонасыщения после 20 ускоренных циклов замораживания – оттаивания составляла 2.56 %, что выше, чем у бетона на портландцементе без добавок и с добавкой суперпластификатора С-3 (1.26 и 1.04 %), но ниже, чем у бетона, модифицированного воздухововлекающей добавкой (4.91 %).

Таблица 2

Водопоглощение образцов серии 0, скорость распространения ультразвукового импульса, динамический модуль упругости

Количество циклов	Водопоглощение % по массе	Скорость УЗИ, м/с	Ед, МПа
0	0.00	3289	35900
5	1.83	3413	37600
10	1.93	3484	39900
15	2.21	3448	38500
20	2.56	3509	39800
25	3.07	3484	28100
27	3.12	3448	22300

### 6.2. Скорость распространения ультразвука, динамический модуль упругости

Оценку морозной деструкции бетонов всех составов производили двояко: – образцов – кубов 100×100×100мм прибором ОСА, где контактной средой между датчиком и образцом была вода;

образцов – призм 100×100×400 мм методом сквозного продольного прозвучивания ультразвуковым прибором «Бетон – 12» с техническим вазелином в качестве контактной среды между датчиком и телом бетона.

За 20 ускоренных циклов замораживания-оттаивания скорость ультразвука, измеренная комплексом ОСА в бетонных образцах – кубах состава 0 изменилась с 3040 до 2850 м/с (снизилась на 6.3 %). Скорость ультразвука на тот же момент, определенная ультразвуковым прибором «Бетон – 12» на бетонных призмах 100×100×400 мм, возросла с 3831 до 4032 м/с (на 5.2 %), что соответствовало росту динамического модуля упругости бетона с 35900 до 39800 МПа. Далее динамический модуль упругости незначительно рос до 23 цикла, после чего начал резко снижаться (табл. 2).

### 6.3. Изменение прочности бетона в процессе циклического замораживания и оттаивания

В процессе циклического замораживания – оттаивания через определенное количество циклов производилась выемка опытных образцов серии 0, которые затем испытывались в прессе на осевое сжатие до разрушения для оценки прочности бетона на сжатие.

Таблица 3

Изменение прочности напрягающего бетона на сжатие при циклическом замораживании - оттаивании

Количество циклов замораживания-оттаивания	Прочность бетона на сжатие, МПа
0	49.7 / 1
10	49.75 / 1
15	60.5 / 1.22
20	56.0 / 1.13
25	51.2 / 1.03
27	47.4 / 0.96

Образцы – призмы серий 1, 2, 3 после определенного количества циклов испытывались на трехточечный изгиб с последующим расчетом прочности бетона на растяжение при изгибе  $R_{bt}$ .

Таблица 4

Количество циклов замораживания – оттаивания	Серия 1, $R_{bf}$ , МПа	Серия 2, $R_{bf}$ , МПа	Серия 3, $R_{bf}$ , МПа
0	2.76/1	3.12/1	3.18/1
15	2.16/0.78	3.0/0.96	2.28/0.72
20	2.436/0.88	2.4/0.77	2.64/0.83
35	1.38/0.5	2.04/0.65	2.70/0.85
45	1.38/0.5	1.62/0.52	2.28/0.72

Характер изменения прочности бетона на сжатие при циклическом замораживании – оттаивании бетона на вяжущем цементе существенно отличается от бетонов на портландцементе, в том числе модифицированных суперпластификатором и воздухововлекающей добавкой [12]. После 15 ускоренных циклов замораживания – оттаивания прочность возросла с 49.7 до 60.5 МПа (на 22 %). После 25 циклов прочность на сжатие превышала начальную на 3 %, и только после 27 циклов произошло снижение прочности на 4 %.

Параметры прочности бетонов на растяжение при испытании на морозостойкость являются более чувствительными, чем прочность бетона на сжатие. Начальная прочность бетона серий 2 и 3 была выше прочности бетона серии 1 соответственно на 13 и 15.2 %, что связано с увеличением расхода цемента от 400 до 500 и 550 кг/м<sup>3</sup> и снижением В/Ц с 0.38 до 0.35. Прочность бетона на растяжение при ЦЗО серий 1, 2, 3 снижается примерно одинаково, таким образом, что увеличение расхода цемента практически не сказалось на увеличении морозостойкости.

#### 6.4. Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге при циклическом замораживании-оттаивании

В соответствии с вышеизложенной методикой через определенное количество циклов замораживания – оттаивания выполнялись механические испытания с последующим расчетом коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве ( $K_I$ ) и поперечном сдвиге ( $K_{II}$ ).

Таблица 5

Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге различных бетонов при циклическом замораживании – оттаивании

Количество циклов	Серия 0 $P_1/K_1$ , МПа√м	Серия 0 $P_{11}/K_{11}$ , МПа√м
0	32.13 1.03	137.3 16.75
10	36.88 1.18	134.2 16.4
15	35.32 1.13	131.0 15.98
20	37.2 1.19	132.5 16.16
25	34.4 1.10	124.0 15.12
27	33.2 1.06	110.0 13.42

Для расчета коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве по результатам неравновесных испытаний воспользуемся формулой, приведенной в ГОСТ 29167 – 91:

$$K_{Ic} = P/\sqrt{b}d \left[ 18.3 \lambda^{1/2} - 430 \lambda^{3/2} + 3445 \lambda^{5/2} - 11076 \lambda^{7/2} + 12967 \lambda^{9/2} \right] \quad (1)$$

где  $P$  – нагрузка, соответствующая динамическому началу движения магистральной трещины при неравновесных испытаниях, МН;  $b, d$  – размеры образцов;  $\lambda$  – относительная длина начального надреза.

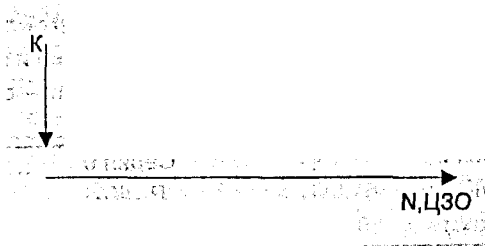
Для расчета критического коэффициента интенсивности напряжений при поперечном сдвиге воспользовались предложением J. Watkins [8]

к Mode II:

$$K_{IIc} = 5 \times 11 P \sqrt{a} / 2Bd, \quad (2)$$

где  $P$  – нагрузка, соответствующая началу движения магистральной трещины из иницирующей трещины при неравновесных испытаниях, МН;  $b$  – высота образца под иницирующей трещиной, м;  $B$  – толщина образца, м;  $a$  – длина иницирующей трещины в образце, м.

Характер изменения параметров трещиностойкости в ходе циклического замораживания – оттаивания представлен на рис. 1



*Рис. 1. Характер изменения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге в зависимости от количества циклов замораживания-оттаивания.*

### 6.5. Характеристики поровой структуры бетонов и ее влияние на долговечность при циклическом замораживании-оттаивании

Капиллярно-пористая структура бетона всех серий (контрольных и подвергнутых циклическому замораживанию-оттаиванию) исследована по кинетике водопоглощения, в оптическом и сканирующем электронном микроскопах, по коэффициенту диффузии хлор-ионов. На основе анализов структуры бетона получены исчерпывающие экспериментальные данные по интегральной и дифференциальной пористости бетона различных серий.

### 6.6. Остаточные деформации и деформации напрягающего бетона при отрицательных температурах

Остаточные деформации деструктивного расширения интегрально характеризуют степень накопления повреждений при циклическом замораживании-оттаивании. Все составы (1, 2, 3) имеют значительный конструктивный период (от 25 до 47 ускоренных циклов), что свидетельствует о значительной потенциальной способности к сопротивлению морозному воздействию этих бетонов (рис. 2).

Приняв во внимание более ранние исследования морозостойкости бетона по накоплению остаточных деформаций [1, 4, 6] и предлагаемый количественный деформационный критерий  $100 \times 10^{-5}$ , соответствующий примерно 15 %-ному снижению прочности на сжатие, можем заключить, что исчерпание стойкости при цзо для составов 1 и 2 произойдет после 50-ти ускоренных циклов, в то время как бетон состава 3 находится еще в конструктивном периоде. Вероятно, это связано с формированием структуры бетона состава 3 с более высоким уровнем активных сил, созданных физическими, химическими и адгезионными процессами в результате гидратации вяжущего.



го (НЦ), расход которого был выше, чем в составах 2 и 1. Анализ деформаций замороженных образцов свидетельствует о напряженно-деформированной состоянии бетона при ЦЗО (рис.3).

### ВЫВОДЫ

Комплексные экспериментальные исследования позволили установить многопараметричную (по прочности на сжатие и растяжение, динамическому модулю упругости, остаточным и криогенным деформациям, критическим коэффициентам интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге) картину криогенной деструкции напрягающего бетона. Произведена экспериментальная проверка теоретических расчетов-прогнозов долговечности бетонов различной структуры.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. МОСКВИН, Ф.М. ИВАНОВ, С.Н. АЛЕКСЕЕВ, Е.А. ГУЗЕЕВ. – М.: Стройиздат, 1980. – 536с.
2. ГУЗЕЕВ Е.А., ПИРАДОВ К.А., ЛЕОНОВИЧ С.Н. Механика разрушения и эволюция взглядов на проблему термовлагодостойкости бетона. // Механика разрушения материалов и прочность конструкций (выпуск 2) / Под общ. Ред. Панасюка В.В. – Львов: Каменяр, 1999. – Т.3.- с.206 – 208.
3. ГУЗЕЕВ Е.А., ЛЕОНОВИЧ С.Н., ПИРАДОВ К.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. Брест: БПИ, 1999.-216с.
4. ЛЕОНОВИЧ С.Н. Долговечность центрифугированных железобетонных конструкций при циклическом замораживании и оттаивании // Бетон и железобетон. – № 10, 1988, с.40 – 42.
5. ПОДВАЛЬНЫЙ А.М. О собственных напряжениях, возникающих в замораживаемом бетоне // Инженерно – физический журнал. – 1973.- т.15. № 2.
6. ИВАНОВ Ф.М., ЗИКЕЕВ Л.Н., ЛЕОНОВИЧ С.Н. Структура и морозостойкость центрифугированного бетона с добавками // Исследование и применение химических добавок в бетонах: Сб. Тр. /Под ред. В.Г. Батракова, В.Р. Фаликмана. – М.: НИИЖБ, 1989. – с.59 – 66.
7. ЛЕОНОВИЧ С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения.-Минск: Тьдзень, 1999.-266с.

8. ЛЕОНОВИЧ С.Н. Гипотезы морозной деструкции и механика разрушения бетона // Эффективные железобетонные конструкции: Сб. Тр. Юбилейной конференции ПГУ. ПГУ:Новополоцк
9. Panchenko A.I. Frost Failure and Rapid Method of Concrete Frost Resistance. Frost Resistance of Concrete, edited by M.J. Setzer and
10. R. Auberg, E & FN Spon. – London, 1997. – P. 299 – 306.
11. Несветаев Г. В. Закономерности деформирования и прогнозирование стойкости бетонов при силовых и температурных воздействиях // Диссертация на соискание степени д. т. н. Спец. 05.23.05. – Ростов-на-Дону, 1998. – 347 с.
12. Zvezdov A.I., Budagiants I.I., Krylov B.A. New Generation of Concretes with Stressing Cement of Low Expansion Energy // Concrete for Infrastructure and Utilities, Edited by R K Dhir and N A Henderson, E @ FN Spon. – London, 1996. – P. 297 – 304.
13. ЛЕОНОВИЧ С.Н., АЛЬ – ФАКИХ ОМАР, ПОЛЕЙКО Н.Л., КОВШАР С.Н. Особенности морозной деструкции бетонов различной структуры // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. Тр./ Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М.- Мн.: Технопринт, 2001. – с. 504 – 520.



Международная научно-практическая конференция  
"Напрягающие цементы, бетоны и самоупрочненные конструкции"

Брестский государственный технический университет

г. Брест, 18 – 20 декабря 2000 года

УДК 697.137.2

**РАСШИРЯЮЩАЯ СПОСОБНОСТЬ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ  
ЦЕМЕНТЕ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ РАСХОДА ВЯЖУЩЕГО**

**Молош С.В.**

*Брестский государственный технический университет*

Напрягающие бетоны по причине особых условий формирования структуры (образование большого количества этtringита в цементной составляющей) обладают рядом преимуществ перед бетонами на обычном портландцементе. Они отличаются появлением самоупрочнения и линейного расширения, а, кроме того, высокой прочностью при сжатии, растяжении, плотностью и, как следствие, высокой водонепроницаемостью, стойкостью к агрессивным воздействиям.

Несмотря на превосходства по свойствам и достаточно широкую для специального бетона область применения [1] напрягающий бетон имеет, в настоящее время, ограниченное использование как в Республике Беларусь, так и во многих иностранных государствах.

Существует много причин этому и одна из значительных – это более высокая стоимость напрягающего вяжущего по сравнению с портландцементом. Удешевление напрягающего бетона можно осуществлять либо использованием в напрягающем цементе (НЦ) менее дефицитного сырья для расширяющихся компонентов (вместо дорогостоящих глино-

земистого цемента и гипса использовать более дешевые материалы (на местном сырье), либо использованием бетона с минимальным содержанием дорогостоящего компонента - напрягающего вяжущего при достаточном расширении.

Попытки изготовления напрягающих цементов на основе алюмосодержащих отходов промышленности и фосфогипса имеются в БелГТУ под руководством проф. М.И. Кузьменкова. В данной статье будут рассмотрены исследования, проводимые в настоящее время автором по определению оптимального расхода НЦ для получения необходимого расширения структуры напрягающего бетона.

В экспериментах был использован НЦ, изготовленный полупромышленным способом - механическим смешиванием в шаровой мельнице в рассчитанном соотношении, портландцемента М500 ДО ОАО «Красносельскцемент», глиноземистого цемента ЗАО «Пашийского металлургическо-цементного завода» и природного гипсового камня Новомосковского месторождения. Данные о составе и основных свойствах цемента представлены в табл. 1.

Для проведения исследований было выбрано 3 состава напрягающего бетона (табл. 2.) при различных значениях расхода НЦ. Песок использовался Заславского месторождения с модулем крупности  $M_k = 2,5$ ; щебень гранитный - фракции 5-20 мм.

Для уменьшения влияния расхода мелкого заполнителя на расширяющиеся характеристики бетона соотношение НЦ:Песок бралось равным 1:1,5 во всех составах. Расход песка по отношению к цементу (коэффициент 1,5) был получен экспериментально из опытов растворных образцов по определению влияния мелкого заполнителя на характеристики самоупрочнения и линейного расширения напрягающего цемента.

**Таблица 1.**  
Основные свойства напрягающего цемента

Вид цемента	Состав ПЦ:ГЦ:Г, % по массе	Характеристики расширения, 28 сут		Удельная поверхность, $cm^2/g$	Нормальная густота цементного теста, %	Сроки схватывания, мин.	
		Самоупрочнение $Sp, N/mm^2$	Линейное расширение $\epsilon, \%$			Начало	Конец
НЦ-40	80:12:8	4,2	1,0	3600	25	55	125

Таблица 2.

## Опытные составы напрягающего бетона

Составляющие	Серии образцов		
	I	II	III
НЦ	450	500	550
Песок	675	750	825
Щебень	1195	1050	905
Вода	158	150	193

Прочность при сжатии ( $f_c$ , Н/мм<sup>2</sup>) определяли на образцах-кубах 100×100×100 мм по ГОСТ 10180, согласно [2] измеряли линейное расширение ( $\epsilon$ , %) на образцах-цилиндрах 100×175 мм, твердеющих в свободном состоянии, и самоупрежение ( $S_p$ , Н/мм<sup>2</sup>) на образцах-призмах 100×100×400, твердеющих в динамометрических кондукторах, эквивалентных по жесткости ограничению стальной арматуры при  $\rho_1=1\%$  (где  $\rho_1$  - коэффициент армирования).

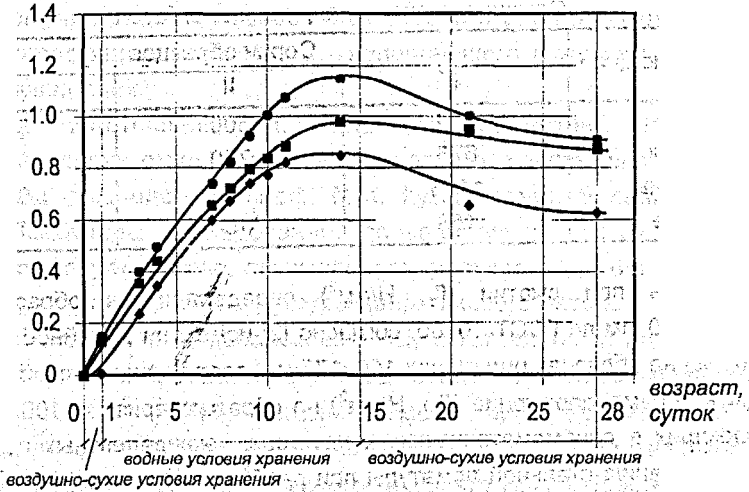
После одних суток твердения в воздушно-сухих условиях образцы помещали в воду и извлекали из нее после 15 суток водного хранения для последующего воздушно-сухого твердения. Температура окружающей среды колебалась в пределах 11..15 °С по причине проведения исследований в зимний период и составляла в среднем 13 °С для всех трех серий образцов. Часть образцов серии II хранили также и при средней температуре 18 °С, что позволило нам сделать предварительные выводы о влиянии температуры окружающей среды на расширяющую способность напрягающего бетона, а также на кинетику развития самоупрежения и линейного расширения.

Характеристики бетонной смеси и бетона исследуемых серий приведены в табл. 3.

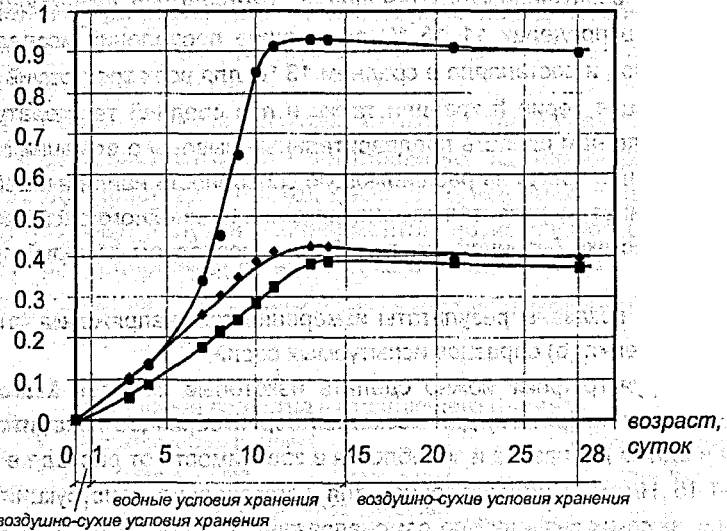
На рис. 1. показаны результаты измерений самоупрежения (а) и линейного расширения (б) образцов испытываемых серий.

Анализируя графики можно сделать некоторые выводы. Максимальное самоупрежение (рис.1а) для всех трех серий образцов находится практически в одном диапазоне и колеблется в зависимости от расхода в пределах 0,85-1,15 Н/мм<sup>2</sup>. Следовательно, для изготовления конструкций, не требующих высоких значений по самоупрежению, можно использовать напрягающие бетоны с минимальным расходом цемента для уменьшения конечной стоимости конструкции. По линейному расширению (рис. 1б) картина несколько иная. Показатели образцов серии III ( $\epsilon=0.93\%$ ) с расходом НЦ=550 кг примерно вдвое превосходят практически одинаковые показате-

а) самоупругение, Н/мм<sup>2</sup>



б) линейное расширение, %



Расход напрягающего цемента: ● — 450 ■ — 500 ▲ — 550  
**Рис. 1.** Прирост самоупругения (а) и линейного расширения (б) бетонных образцов при различном расходе напрягающего цемента.

ли образцов серий I и II ( $\epsilon=0.39\div 0.42\%$ ). Вероятно, что столь резкое увеличение максимального свободного расширения связано не только с повышением расхода напрягающего цемента в бетоне, а также с повышением содержания свободной воды и связанным с ним увеличением подвижности бетонной смеси. Подвижность бетонной смеси состава III (ОК=11 см) значительно превосходила подвижность составов I и II (ОК=1 см).

Таблица 3.

Основные характеристики бетонной смеси и бетона

Со- став	Расход НЦ	Бетонная смесь		Бетон			
		В/Ц	ОК, см	Прочность при сжати, Н/мм <sup>2</sup> , в возрасте сут		Максимальное самонапряжение Sp, Н/мм <sup>2</sup>	Максималь- ное линейное расширение $\epsilon$ , %
				1	28		
I	450	0,35	1	-	50,8	0,85	0,42
II	500	0,3	1	8,5	63,1	0,98 (1,0*)	0,39 (0,49*)
III	550	0,35	11	4,5	42,2	1,15	0,93

\*- результаты характеристик при температуре окружающей среды 18 °С,  
ОК – осадка конуса.

Линейное расширение, %

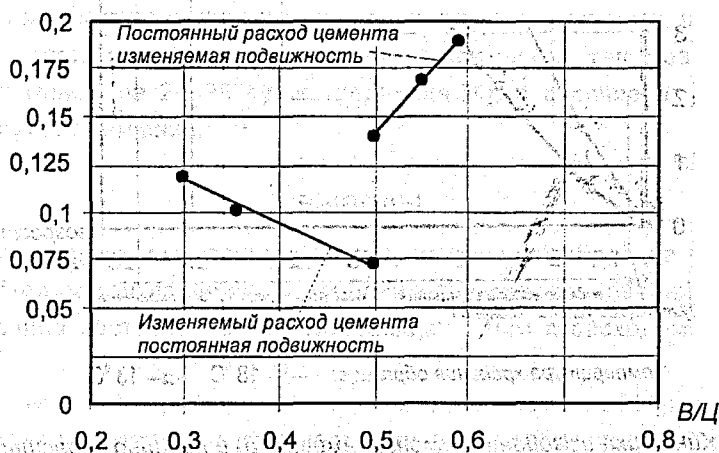
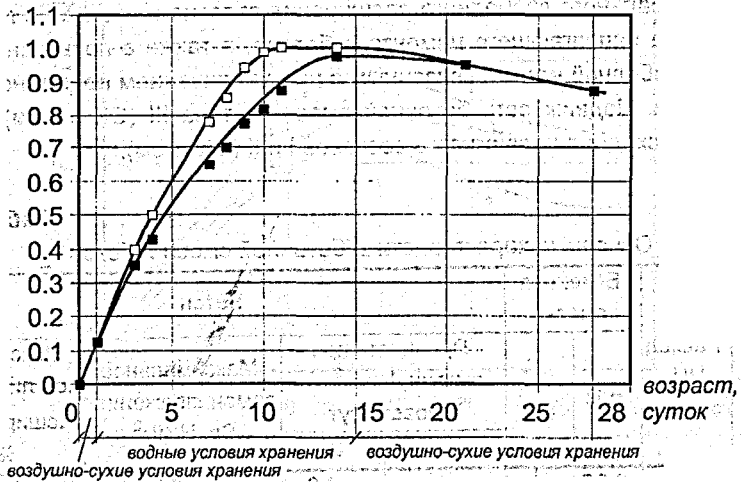


Рис. 2. [3] Влияние В/Ц на расширение бетонов с компенсируемой усадкой при постоянном и изменяющемся расходе цемента.

а) Самонапряжение, Н/мм<sup>2</sup>



б) Линейное расширение, %

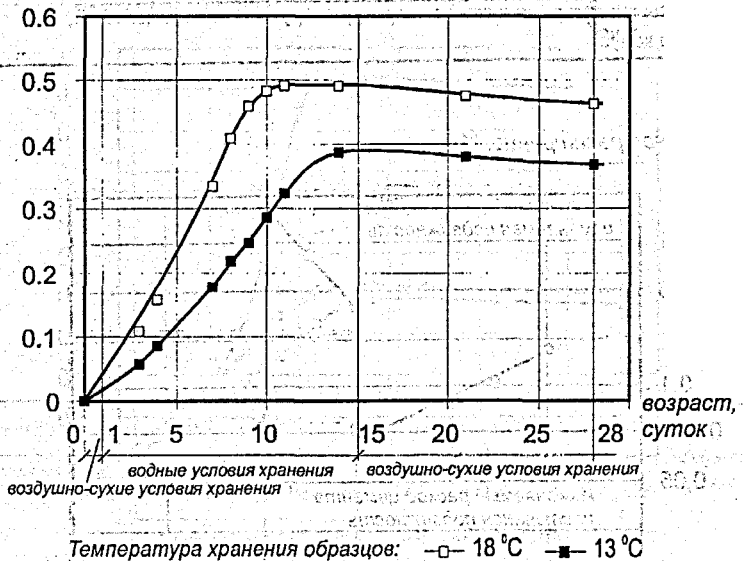


Рис. 3. Кинетика изменения самонапряжения (а) и линейного расширения (б) бетонных образцов состава II при различной температуре хранения.



На рис. 2. показаны результаты исследований ученых из ACI Committee 223 (1970 г.) по определению влияния водоцементного отношения на линейное расширение бетонов с компенсируемой усадкой, описанных в [3]. Согласно этим исследованиям при повышении расхода цемента и неизменной подвижности (снижение В/Ц), уровень расширения возрастает. Бетоны, имеющие одинаковое содержание цемента, могут быть изготовлены с различным В/Ц (различная подвижность), причем с повышением В/Ц возрастает расширяющая способность бетонов.

Влияние различной температуры хранения образцов серии III (13 °С и 18 °С) на кинетику роста самоупругения и линейного расширения можно проанализировать на рис. 3. Хорошо видно влияние пониженных температур на замедление развития процессов расширения, особенно свободного (вплоть до 10 суток твердения идет двукратная разбежка результатов). Максимальное и остаточное значение самоупругения согласно рис. 3а. практически не зависит от температуры твердения. Снижение температуры с 18 °С до 13 °С приводит к падению линейного расширения примерно на 20% (рис. 3б). Это позволяет сделать вывод о том, что пониженные температуры оказывают заметное влияние только на свободное расширение.

Если сравнивать кинетику развития расширения напрягающего бетона и напрягающего цемента, то можно отметить тот факт, что стабилизация процессов расширения цемента при низких температурах наступает только на 24..28 суток твердения [4], в отличие от бетона – 12..14 суток твердения.

## ВЫВОДЫ

1. Анализ полученных данных исследуемых серий образцов говорит о необходимости проведения дополнительных исследований как приведенных составов, так и прилегающих к ним с расходом 400, 600 кг/м<sup>3</sup>.
2. Значительный отрыв линейного расширения состава III (рис. 1б) позволяет предположить о существовании дополнительных факторов, кроме расхода составляющих, условий твердения, позволяющих регулировать значения свойств напрягающих бетонов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Кардумян Г.С., Басов В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В. Напрягающий бетон в строительстве// «Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии» - сб. трудов междунар. научно-практ. конф./ Под редакцией Блещика Н.П. – Минск, «Технопринт», 2000. – С.103-111.
2. ТУ 67-938-87. Бетон на напрягающем цементе. – М.: Минстройматериалов СССР, 1987. – 24с.
3. S. Kesler, D. Pfeifer etc. ACI Committee 223/ Expansive Cement Concretes – Present State of Knowledge/ ACI Journal 1970-№8- P.583-610.
4. Кардумян Г.С., Молош С.В. О природе напрягающего цемента// «Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии» – сб. трудов междунар. научно-практ. конф./ Под редакцией Блещика Н.П. – Минск, «Технопринт», 2000. – С.97–102.



УДК 624.972.2.012.35

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ САМОНАПРЯЖЕНИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Тур В.В.<sup>1</sup>

Брестский государственный технический университет

Длительные процессы, а главным образом усадка твердеющего бетона, приводят к снижению его эксплуатационных свойств и долговечности железобетонных конструкций. Поиски способов улучшения работы бетона на растяжение привели к созданию предварительного напряжения конструкции. Однако выполнение предварительного напряжения конструкции в построечных условиях в ряде случаев сопряжено со значительными трудностями конструктивно-технологического характера. Это в первую очередь свойственно для возведения сборно-монолитных конструкций, в которых монолитный бетон, объединяющий сборные элементы в единую неразрезную конструкцию укладывают в условиях строительной площадки. Опыт применения сборно-монолитных конструкций в строительстве показывает, что в течение эксплуатационного периода они в большей степени, чем сборные, подвержены влиянию длительных процессов, что выражается в снижении трещиностойкости составных сечений и возрастании прогибов [6, 11]. Длительные процессы, в частности несовместная усадка, оказывая менее ощутимое влияние на прочность сборно-монолитной конструкции существенно снижают ее эксплуатационные характеристики и, как следствие долговечность. Обширными исследованиями установлено, что длительные процессы, в частности усадка, оказывают значительное влияние на работу железобетонных конструкций на растяжение.

<sup>1</sup> Тур В.В. – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБСМ БГТУ

1

дованиями, выполненными как отечественными, так и зарубежными учеными показано, что игнорирование дополнительных усилий от длительных процессов может при соответствующих условиях не только снизить эксплуатационные свойства неразрезной конструкции, но и создать предаварийную ситуацию [11]. Опыт строительства показывает, что мероприятия конструктивно-технологического характера, направленные на снижение неблагоприятных последствий усадки бетона в сборно-монолитных конструкциях, на практике оказываются малоэффективными [10, 14, 15].

Экспериментально-теоретические работы многих исследователей были направлены на получение вяжущего, применение которого в бетоне не только бы компенсировало усадку, но и позволило бы получить его объемное расширение в начальной фазе твердения. Такая возможность стала реальной благодаря открытию гидросульфоалюмината кальция (этtringита), названного первоначально «цементной бациллой» [12]. История изучения гидросульфоалюмината кальция и разработки методов его полезного использования охватывает более, чем восьмидесятилетний период и продолжается до настоящего времени. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся и напрягающих цементов и бетонов на их основе содержится в монографиях [8, 9, 10].

Еще в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [13] писал: «Если будет достигнуто значительное расширение бетона (при использовании расширяющихся цементов Г. Лоссье, прим. автора), обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно, мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание нового физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и сотрудников его лаборатории. Основная идея способа заключена в использовании т.н. «твердофазового» механизма расширения, как правило, сульфоалюминатных расширяющихся цементов, получивших название «напрягающие» [2, 3, 9]. Свойства бетонов на напрягающем цементе и опыт их рационального применения в строительстве достаточно подробно рассматривались в разные годы в научно-технической литературе и обобщены в работах [7, 8-10, 14, 15].

Одним из объектов рационального применения напрягающего бетона являются сборно-монолитные элементы зданий и сооружений различного назначения. Напрягающий бетон с успехом использовали для замоноличивания стыковых соединений сборно-монолитных емкостных сооружений [4], уникальных пространственных конструкций [9]. Однако наиболее ощутимые эффекты достигаются при применении напрягающего бетона в сборно-

монолитных конструкциях балочного типа. Как показали исследования [1, 10, 14], выполнение монолитной части таких конструкций из напрягающего бетона позволяет не только компенсировать усадочные явления, но и получить предварительное напряжение составного сечения в построечных условиях. При обеспечении надлежащей связи по контакту монолитный напрягающий бетон расширяется в условиях, когда основным ограничением, препятствующим его деформациям является ранее изготовленный сборный элемент (см. рис. 1а). В результате такого совместного деформирования монолитный напрягающий бетон получает обжатие, сборная часть сечения подвергается внецентренному растяжению, а составной элемент получает выгиб. Таким образом, к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона сборно-монолитный элемент получает напряженно-деформированное состояние противоположное тому, что имеет место при несовместной усадке бетонов монолитной и сборной частей в традиционных конструкциях [6].

При проектировании самонапряженных сборно-монолитных железобетонных конструкций необходимо рассчитать параметры напряженно-деформированного состояния составного сечения на стадии расширения напрягающего монолитного бетона.

Параметры напряженно-деформированного состояния на стадии расширения монолитного напрягающего бетона, входящего в составное сечение предложено определять на базе единого методологического подхода, основанного на гипотезе «условного армирования», сформулированной в работе [10]. В соответствии с этой гипотезой ограничивающее влияние любой внешней связи, препятствующей свободному расширению твердеющего напрягающего бетона может быть выражено через жесткостную характеристику, эквивалентную жесткости определенного количества стальной арматуры, располагаемой в заменяющем сечении (рис. 1б), таким образом, чтобы было полностью сохранено напряженно-деформированное состояние монолитного бетона в исходной сборно-монолитной конструкции. Такой подход позволяет воспользоваться едиными зависимостями для расчета связанных деформаций и самонапряжения как монолитных, так и сборно-монолитных железобетонных конструкций, изготовленных с применением напрягающего бетона.

Анализ, выполненный в работах [1, 10] показал, что жесткостная характеристика «условного» армирования, моделирующая ограничивающее влияние сборной части, не является величиной постоянной, а изменяется в процессе ее совместного деформирования при расширении монолитного напрягающего бетона. Потому количество «условного» армирования и его положения в пределах заменяющего сечения предложено определять с уче-

том нелинейной работы сборного элемента в процессе его совместного деформирования с монолитной небетонкой.

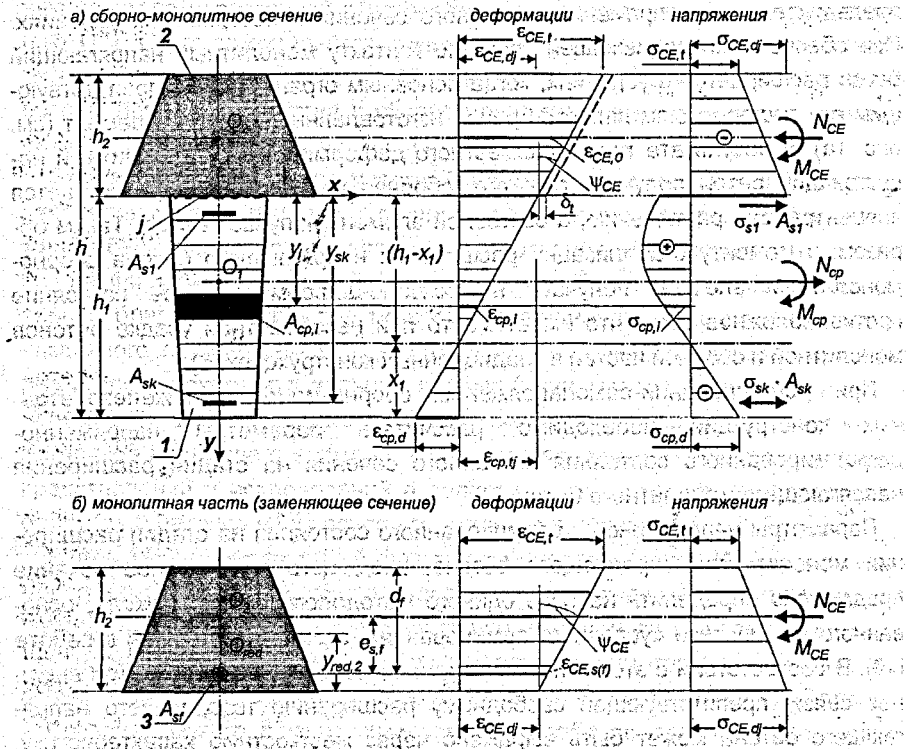


Рис. 1 Распределение деформаций и напряжений для сборно-монолитного (а) и заменяющего (б) сечений.

1 – сборная часть сечения; 2 – монолитный бетон; 3 – «условное» армирование в заменяющем сечении.

Для определения параметров напряженно-деформированного состояния монолитного слоя, а далее и всего составного сечения, необходимо рассчитать коэффициент «условного» армирования и положение «условной арматуры» относительно центра тяжести заменяющего сечения из напрягающего бетона.

При выводе зависимостей, позволяющих рассчитать названные характеристики на стадии самоупреждения сборно-монолитной конструкции были приняты следующие предпосылки:

1. Все усилия, действующие в составном сечении на стадии расширения напрягающего бетона относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены;
2. На стадии расширения выполняется гипотеза плоских сечений, как для монолитной набетонки, так и сборной части сечения. При этом кривизны сборной и монолитной частей сечения равны между собой (не допускается расслоения по плоскости контакта);
3. Ограничивающее влияние сборного элемента выражено через коэффициент «условного» армирования ( $\rho_{if}$ ), располагаемого в сечении таким образом, чтобы распределение связанных деформаций по сечению заменяющего элемента соответствовало распределению деформаций в монолитной части сборно-монолитной конструкции;
4. Деформации граней монолитного бетона и сборного элемента на уровне контакта равны, либо отличаются на деформацию начального сдвига  $\delta_0$ , величина которого зависит от конструктивно-технологических параметров стыкового соединения.
5. Напряжения и деформации бетона и арматуры для сборной части сечения связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » материалов при осевом нагружении согласно [16].

Вынужденные усилия в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки в общем случае могут быть определены:

$$\{F\}_p = [B]_p \{e\}_p \quad (1)$$

где  $\{F\}_p$  — вектор-столбец вынужденных усилий в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки;

$\{e\}_p = \{e_{срф}; \psi_{CE}\}^T$  — вектор-столбец вынужденных деформаций сборной части сечения;

$[B]_p$  — матрица текущих жесткостей для сборной части сечения, элементы которой корректируются в зависимости от величины вынужденных деформаций, вызванных связанным расширением монолитной набетонки.

Выражая компоненты вектора деформаций для сборной части через параметры деформирования монолитной набетонки с учетом принятых предпосылок, уравнения (1) могут быть преобразованы к виду:

$$\{F\}_{CE} = [B]_p \{e\}_{CE} \quad (2)$$

где  $\{F\}_{CE}$  — вектор усилий самоупреждения в монолитной части сечения;

$\{\epsilon\}_{CE} = \{\epsilon_{CE}, \psi_{CE}\}^T$  — вектор деформаций, определяющих связанное расширение монолитной набетонки, в условиях ограничения сборным элементом.

Для решения задачи необходимо иметь базовые уравнения, описывающие параметры деформированного состояния от расширения напрягающего бетона для монолитной железобетонной конструкции, имеющей общую форму сечения при произвольном положении ограничивающих связей.

Необходимо отметить, что уже первые исследования железобетонных элементов, выполненных из напрягающего бетона показали, что определение собственных напряжений (самонапряжений) и деформаций, развивающихся в результате его расширения, представляют собой достаточно сложную проблему. С одной стороны это обусловлено тем обстоятельством, что в процессе расширения напрягающего бетона к нему не применимы законы упругого деформирования и величина самонапряжения не может быть выражена через предельную деформацию свободного расширения подобно тому как это принято при определении усадочных и температурных напряжений. С другой стороны, на величину деформаций расширения твердеющего напрягающего бетона оказывает влияние значительное количество факторов конструктивно-технологического характера (рис. 2).

Учитывая перечисленные обстоятельства для расчета величины самонапряжения напрягающего бетона в конструкции в работах [2, 3, 9] была предложена мультипликативная модель вида:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \prod_{i=1}^n k_i, \quad (3)$$

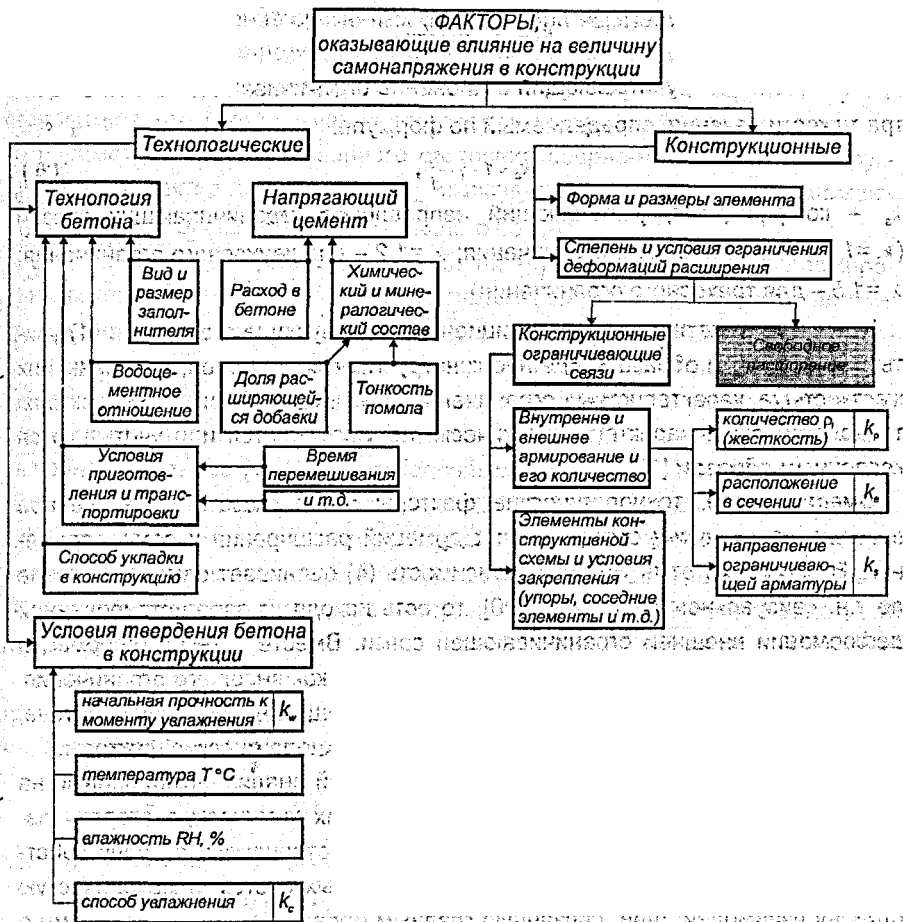
где  $\sigma_{CE}$  — расчетная величина самонапряжения в напрягающем бетоне железобетонной конструкции;

$f_{CE,d}$  — марка по самонапряжению напрягающего бетона ( $\text{Н/мм}^2$ ), установленная для некоторых условий, принятых в качестве стандартных;

$k_i$  — корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонение условий твердения и расширения напрягающего бетона в конструкции от стандартных условий, при которых установлена марка бетона по самонапряжению.

Марка бетона по самонапряжению  $f_{CE,d}$  является по существу некоторым предельным значением сжимающих напряжений (самонапряжений), развивающихся в базовом образце из напрягающего бетона определенного состава, твердеющего в стандартных условиях, оговоренных, например, в [18].





**Рис. 2.** Факторы, оказывающие влияние на величину связанных деформаций и самоупругения в конструкции из напрягающего бетона

В нормативный документ [18] для расчета самоупругения железобетонных конструкций зависимость (3) внесена в виде:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \cdot K_p \cdot K_s \cdot K_a \quad (4)$$

где  $K_p$  – коэффициент, учитывающий влияние жесткости ограничивающей связи (арматуры), выражаемой через коэффициент армирования сечения  $\rho$  и рассчитываемый для условий одноосного ограничения по функциональной зависимости вида:

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_f}{0,0057 + \rho_f}}, \quad (5)$$

$k_p$  – коэффициент, учитывающий отклонение ограничивающей связи от центра тяжести сечения, определяемый по формуле:

$$k_e = 1 - \gamma \cdot \frac{e_s}{d}, \quad (6)$$

$k_s$  – коэффициент, учитывающий направление ограничивающих связей ( $k_s = 1,0$  – для одноосного ограничения;  $k_s = 1,2$  – для двухосного ограничения;  $k_s = 1,5$  – для трехосного ограничения)

Несложно заметить, что коэффициенты, участвующие в формуле (4) учитывают, главным образом, влияние конструктивных факторов, оценивающих жесткостные характеристики ограничения (см. рис. 2). При этом факторы технологического характера практически не учитываются или учитываются косвенным образом [10].

Вместе с тем, технологические факторы могут оказать существенное влияние на величину связанных деформаций расширения и самонапряжения. Необходимо отметить, что зависимость (4) оценивает самонапряжение по т.н. «визуальному эффекту» [10], то есть исходя из зарегистрированной деформации внешней ограничивающей связи. Вместе с тем, деформация расширения зависит от сдерживающего влияния как внешнего ограничения, так и собственных структурных связей в твердеющем напрягающем бетоне, на формирование которых оказывают влияние технологические факторы.

Содержащийся в работах [10, 14] качественный анализ, выполненный на структурно-механических моделях, объединивших химическую сторону явления расширения напрягающего цемента, геометрическую сторону собственных деформаций расширяющихся композитных систем и механическую сторону взаимодействий, связанную главным образом с представлениями о собственных напряжениях, их релаксацией в деформирующей структуре, показал, что зависимость (5) достаточно хорошо описывает влияние на величину самонапряжения жесткости внешней ограничивающей связи в случае ее симметричного расположения в сечении.

Вместе с тем, мультипликативная модель (4), принятая в нормативном документе [18] базируется на гипотезе о равномерном распределении самонапряжений по сечению.

Согласно принятым представлениям [9, 18] отклонение ограничивающих связей от центра тяжести бетонного сечения приводит к уменьшению самонапряжения, равномерно распределенного по сечению, что регулируется коэффициентом  $k_e$  в формуле (4). Такой подход зачастую входит в противоречие с результатами опытных данных и в ряде расчетных ситуаций явля-

ется неприемлемым. Это особенно ощутимо при определении деформаций элементов, имеющих резко несимметричное армирование, или когда армирование у одной из граней сечения вовсе отсутствует. Следует сразу же оговориться, что такой случай представляет наибольший интерес при оценке параметров деформированного состояния сборно-монолитной конструкции, так как вектор деформаций  $\{\epsilon\}_{CE}$  включает кривизну сечения, возникающую на стадии расширения напрягающего бетона.

Экспериментально установлено [1, 5, 10, 14], что в односторонне армированных конструкциях наблюдаются значительные выгибы и даже появление трещин нормального отрыва по неармированной грани сечения. При расположении ограничивающей арматуры с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения появляется градиент деформаций (менее ограниченная грань испытывает большие деформации и наоборот). Так при выполнении опытов [1, 10, 14] с балочными элементами, имевшими коэффициент продольного армирования  $\rho_l \geq 3\%$  установленного с большим эксцентриситетом регистрировали деформации неограниченной грани, превосходившие деформации свободного расширения в неармированных балках. При таких условиях невозможно утверждать, что сечение испытывало равномерное сжатие.

В монографии проф. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера [9], предложена диаграмма связывающая деформации и самонапряжения напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения в виде

$$\sigma_{CE} = k_E \cdot (f_{C,CE})^{1,25} \cdot \left( \frac{1}{\epsilon_{CE,n}} \right)^{0,25} \quad (7)$$

где  $f_{C,CE}$  — марка по энергоактивности напрягающего цемента (Н/мм<sup>2</sup>), применяемого для приготовления напрягающего бетона;

$\epsilon_{CE,n}$  — связанная деформация напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения;

$k_E$  — эмпирический коэффициент.

Тогда в соответствии с аналитическим описанием диаграммы (8) величина самонапряжений в несимметрично армированном элементе изменяется по высоте сечения в зависимости от величины связанных деформаций, которые распределены неравномерно.

Следует отметить, что гипотеза равномерного распределения самонапряжения по сечению анализировалось в работах [5, 14].

Экспериментальные исследования самонапряженных прямоугольных и тавровых балочных элементов при различном положении и дисперсности ограничивающей арматуры в пределах сечения, представленные в работах

[1, 10] показали, что распределение связанных деформаций на стадии расширения подчиняется гипотезе плоских сечений:

$$\epsilon_{CE,i} = \epsilon_{s,CE} + y_i \cdot \psi_{CE} \quad (8)$$

где  $\epsilon_{CE,i}$  — деформация расширения напрягающего бетона «i»-го волокна сечения по высоте сечения;

$\epsilon_{s,CE}$  — деформация расширения бетона на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры в сечении. При обеспеченной связи арматуры с бетоном — деформация ограничивающей арматуры;

$\psi_{CE}$  — кривизна сечения самонапряженной конструкции на стадии расширения напрягающего бетона;

$y_i$  — расстояние от центра тяжести ограничивающей арматуры до рассматриваемого волокна.

По результатам исследований [1, 10, 14] с учетом опытных данных Л.И. Будаганца [2, 3], В.Д. Будюка [5] и др. величину деформации расширения напрягающего бетона на уровне центра тяжести ограничивающей связи при одноосном ограничении ( $\rho_l \geq 0,15\%$ ) предложено определять по функциональной зависимости вида:

$$\epsilon_{s,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s} \left[ 1 - \gamma_1 \cdot \left( \frac{e_s}{d} \right) \right], \quad (9)$$

где  $\rho_l$  — коэффициент армирования сечения;

$e_s$  — эксцентриситет ограничивающей связи относительно центра тяжести бетонного сечения;

$d$  — рабочая высота сечения.

Тогда растягивающее усилие в ограничивающей арматуре (рис. 2) (обжимающее бетонное сечение при расширении) может быть определено:

$$P_{0,CE} = \epsilon_{s,CE} \cdot E_s \cdot A_{sp} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot \left[ 1 - \gamma_1 \cdot \left( \frac{e_s}{d} \right) \right] \cdot A_{CE}, \quad (10)$$

где  $A_{CE}$  — площадь сечения самонапряженной конструкции.

Несложно заметить, что произведение  $f_{CE,d} \cdot k_p \cdot A_{CE}$  в формуле (10) представляет собой равнодействующую обжатия сечения в предположении равномерного распределения самонапряжения (при центральном положении ограничивающей связи), а выражение в скобках — соответствует понижающему коэффициенту  $k_e$ , согласно [18]. В этом случае коэффициент  $k_e$  аналогичный по записи в Пособии [18] приобретает несколько иной смысл. Этот коэффициент учитывает изменение величины реакции в ограничивающей связи при ее расположении с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения, т.е.

$$F_{0,CE} = N_{CE,0} \cdot k_e,$$

где  $N_{CE,0}$  – равнодействующая самоупругиваний при центральном положении ограничивающей связи (при равномерном распределении самоупругиваний по сечению).

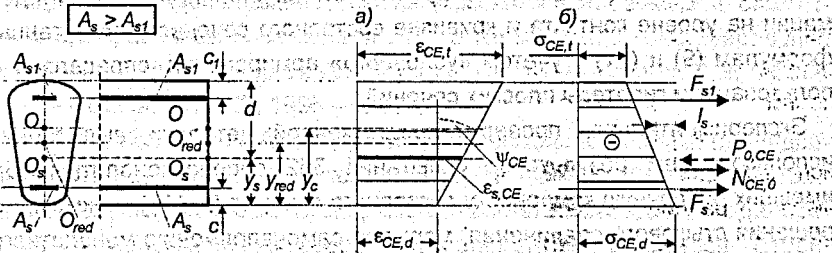
На основании выполненных исследований [1, 10, 14] для определения кривизны самоупругиванного железобетонного элемента (при  $\rho_1 \geq 0,15\%$ ) на стадии расширения напрягающего бетона была предложена функциональная зависимость вида:

$$\psi_{CE} = \left( \frac{1}{r_{CE}} \right) = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_1 \cdot E_s \cdot h} \cdot \delta_2 \cdot \left( \frac{e_s}{d} \right); \quad (11)$$

при  $R^2 = 0,897$

где  $h$  – полная высота сечения элемента;

$\delta_2$  – эмпирический коэффициент.



**Рис. 3** Распределение связанных деформаций (а) и самоупругиваний (б) по сечению несимметричной железобетонной конструкции к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона;  $y_c$  – расстояние до ц.т. бетонного сечения;  $y_{red}$  – то же до ц.т. приведенного сечения;  $y_s$  – то же до ц.т. ограничивающей арматуры.

Из решения исходных уравнений (2) с учетом зависимостей (9) и (11), описывающих параметры деформированного сечения самоупругиванного элемента на стадии расширения напрягающего бетона монолитной части в работе [10] получена зависимость для определения коэффициента «условного» армирования в виде:

$$\rho_{II} = \frac{B_{II}}{k_e \cdot A_{CE} \cdot E_s} \cdot (k_e - \delta_2 \cdot \chi \cdot [(k - \chi) - F_0]); \quad (12)$$

где  $\rho_{II}$  – коэффициент «условного» армирования заменяющего сечения совпадающего по форме и размерам с монолитной набетонкой;

$\chi = e_2 / d_2$  — относительный эксцентриситет «условного» армирования для замещающего бетонного сечения;

$$F_0 = \frac{B_{1,1}}{B_{1,2} \cdot h_2}; k = \frac{y_{e2}}{h_2};$$

Элементы матрицы жесткостей для сборной части сечения  $B_{ij}$ , учитывающие его нелинейную работу при совместном деформировании с набе- тонкой, рассчитывают традиционным образом согласно [16] относительно осей, располагающихся в плоскости контакта.

Расчет коэффициента «условного» армирования по формуле (14) производят методом итераций при корректировке элементов матрицы жестко- стей  $B_{ij}$  с использованием диаграмм деформирования для материалов со- гласно [16] в зависимости от деформированного состояния сборного эле- мента достигнутого на стадии расширения монолитного бетона. Распреде- ление деформаций по высоте сборной части сечения при известной дефор- мации на уровне контакта и кривизне составного сечения, рассчитанных по формулам (9) и (11) с учетом «условного» армирования, определяют с ис- пользованием гипотезы плоских сечений.

Экспериментальная проверка предложенной методики, выполненная с использованием результатов испытаний 352 сборно-монолитных балок, имевших различную компоновку составного сечения ( $h_2 / h_1$ ), конструктивные решения стыкового соединения, марку по самоупругиванию монолитного на- прягающего бетона, армирование сборной части сечения показала доста- точно хорошее совпадение опытных данных с расчетными параметрами на- пряженно-деформированного состояния. Так отношение опытных и расчет- ных деформаций верхней грани сборного элемента составило  $\lambda_s = 1,14$  при  $V_x = 16,2\%$ , а выгибов на стадии расширения —  $\lambda_r = 1,12$  при  $V_x = 15,8\%$ . Предложенные расчетные методы по определению напряженно- деформированного состояния самоупругивающихся конструкций подробно из- ложены в разработанном совместно с НИИЖБ Госстроя РФ проекте Посо- бия [17].

## Выводы

1. Применение самоупругивающего бетона в качестве монолитной части сборно- монолитных конструкций балочного типа позволяет не только компенсировать последствия несовместной усадки бетонов, но и создать на стадии возведения предварительное напряжение составного сечения в постро- енных условиях.

2. Параметры напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении монолитной набетонки могут быть определены в соответствии с методами, изложенными в [10, 17], опирающимися на гипотезу «условного» армирования.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01; БГПА, Минск, 1997 – 375 с.
2. Будагянец Л.И. Исследование напрягающего цемента нормального твердения и процесса самонапряжения конструкций: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01 – 160 с.
3. Будагянец Л.И. Исследование самонапряженных изгибаемых и симметрично армированных элементов // Новые технологии и конструирование бетонных и железобетонных конструкций: Сб. тр. / Под ред. В.В. Михайлова. – Москва, НИИЖБ, 1996 – с. 41-47.
4. Будюк В.Д., Кондратчик А.А. и др. Сборные самонапряженные цилиндрические резервуары // Бетон и железобетон. ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
5. Будюк В.Д., Никитин В.И. Экспериментально-статистическое моделирование самонапряжения железобетонных элементов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – Т.36, №2 – с. 12-17.
6. Голышев А.Б., Полещук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. – Киев: Будівельник, 1969 – 432 с.
7. Звездов А.И., Будагянец Л.И. Бетоны с компенсированной усадкой. Опыт и перспективы применения в строительстве: Матер. научн.-координац. совещ. / ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
8. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня. – М., Стройиздат, 1980 – 225 с.
9. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции. – М., Стройиздат, 1974 – с. 389 с.
10. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. – Брест: Изд-во БПИ, 1998 – 246 с.
11. Biliszczuk J., Edlebi R. Analiza efektywnosci sprejania betonowej plyty pomostu w wyniku wymuszenia deformacji ciaglych przesel mostu zespolonego – Inżynieria i Budownictwo – 1996 - №3 – s. 169-173.
12. Candlot C. Expansive cement // Societe d'Encogrement pour L'Industrei Nationale – 1890 – vol. 5, №734 – p. 682-685.

13. Guyon Y. Beton Precontraint / Etude theorique et experimentale. Preface de E.Freyssinet, 2-ed., Paris, 1953 – 648 p.
14. Krol M., Tur W. Beton ekspansywny – Warszawa: Arkady, 1999 – 276 s.
15. Krol M., Tur W. Zastosowanie betonow ekspansywnych w budownictwie // Inzynierija: Budownictwo – 1993 – № 11 – s. 23-27.
16. СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные, железобетонные и предварительно напряженные. Нормы проектирования» – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 274 с. (проект).
17. Пособие по проектированию железобетонных конструкций из напрягающего бетона (Пособие к СНБ 5.03.01-98) – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 183 с. (проект).
18. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (Пособие к СНиП 2.03.01-84\*) – М.: ЦНТП, 1986 – 37 с.





УДК 624.972.2.012.35

**ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ  
СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОК С МОНОЛИТНЫМ СЛОЕМ  
ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА**

**Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А.**

*Брестский государственный технический университет*

**Круль М., Грабяс М.**

*Люблинская Политехника*

Использование при проектировании сборно-монолитных конструкций с монолитным слоем из напрягающего бетона позволит решить ряд практических задач как при восстановлении и усилении существующих элементов [1], так и для создания экономичных и долговечных новых конструктивных решений [2]. Современное состояние методов расчета железобетонных конструкций на срез [3–6], необходимость разработки в республике нового нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций [7] требуют проведения опытной проверки (уточнения) разрабатываемых теоретических моделей. В настоящей статье приводятся результаты экспериментальных исследований сборно-монолитных балок, выполненных в Лаборатории самоупрочненных конструкций БГТУ, и исследований, выполненных в рамках Программы совместных работ Лаборатории самоупрочненных конструкций и Люблинской Политехники (РП).

*Кондратчик Н.И.* – доцент каф. НГИИГ БГТУ

*Тур В.В.* – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБиСМ БГТУ

*Кондратчик А.А.* – к.т.н., профессор каф. СК БГТУ

*Круль М.* – д.т.н., профессор, зав. каф. СК Люблинской Политехники, г. Люблин, РП

*Грабяс М.* – ассистент каф. СК Люблинской Политехники, г. Люблин, РП

# 1. МЕТОДИКА ОРГАНИЗАЦИИ ИССЛЕДОВАНИЙ

## 1.1. Характеристика опытных образцов, испытанных в БГУ

Исследования проводились на сборно-монолитных балках прямоугольного сечения размером  $100 \times 300$  мм длиной 2100 мм. Сборные элементы – балки размером  $100 \times 150 \times 2100$  мм.

Сборные балки имели различную шероховатость контактной поверхности верхней грани по которой в последствие укладывали монолитный бетон. Шероховатость поверхности была принята следующей:

- арматурные выпуски в виде вертикальных хомутов, по 2Ø4Вр-I на длине участка сдвига с обоих торцов балки (индекс А);
- поверхность бетона по верхней грани сборной балки не обрабатывалась после укладки (гладкая – индекс G);
- поверхность бетона имела искусственную шероховатость – после формовки балки по верхней (контактной) поверхности утапливался гранитный щебень, что позволило получить шероховатость с глубиной выступов-впадин величиной 5..10 мм (шероховатая – индекс J);
- поверхность поперек верхней грани сборной балки пересекалась прямоугольными шпонками размером  $h_{ш} \times l_{ш} - 15 \times 60$  мм (индекс E).

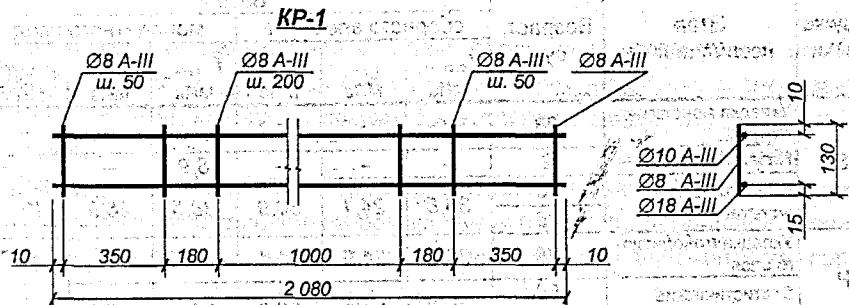
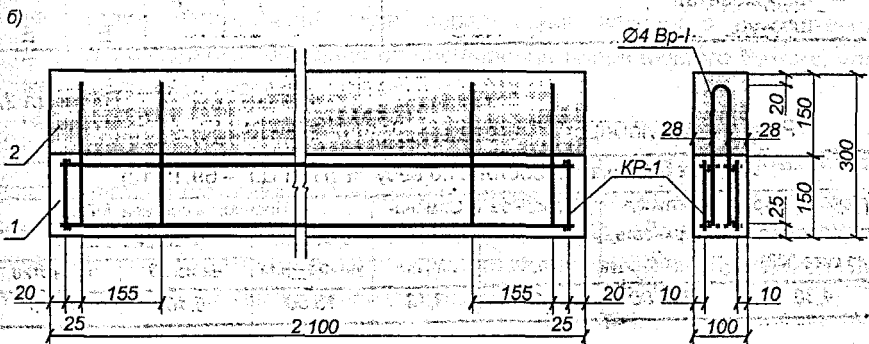
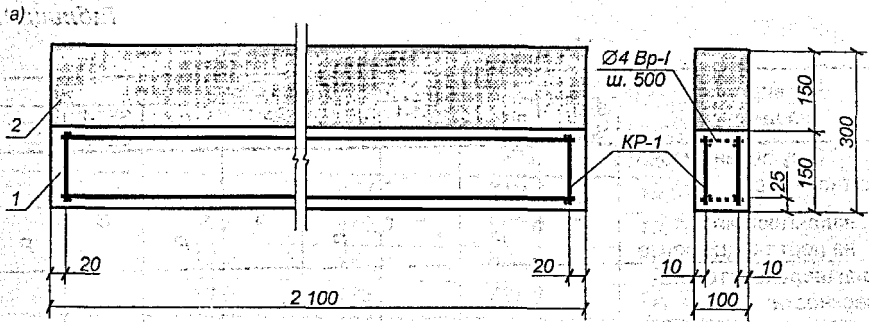
После твердения бетона сборного элемента в нормально-влажностных условиях не ранее, чем на 29..30 сутки после бетонирования производили укладку дополнительного монолитного слоя размером  $100 \times 150$  мм из напрягающего или портландцементного (для балок-аналогов) бетона. В качестве монолитного бетона использовали бетон на напрягающем цементе (индекс S) и бетон на портландцементе (индекс P). Маркировка образцов и основные варьируемые в опытах параметры балок приведены в табл. 1.

Конструктивное решение опытных сборно-монолитных балок показано на рис. 1.

Результаты испытания напрягающего цемента, выполненные по стандартной методике приведены в табл. 2.

Прочностные характеристики бетона на портландцементе и напрягающем цементе определялись при испытании кубов с ребром 100 мм и призм размером  $100 \times 100 \times 400$  мм [30, 32, 33]. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Характеристики арматуры, использованной для изготовления опытных балок, приведены в табл. 4.



**Рис. 1.** Конструктивное решение опытных сборно-монолитных балок  
 а) марки SG, SJ, SE, PG, PJ, PE;  
 б) марки SA, PA;  
 1 – сборный элемент;  
 2 – слой монолитного бетона.

Таблица 1.

## Маркировка опытных балок

Варьируемые параметры	Маркировка балок							
	SA3-1 SA3-2	PG1-1	SG1-1 SG1-2	PA3-1	SI5-1 SI5-2	PI5-1	SE7-1 SE7-2	PE7-1
Вид бетона монолитного слоя: – напрягающий – на портландцементе	S	P	S	P	S	P	S	P
Вид шероховатой поверхности: – армирование – гладкая – шероховатая – шпонки	A	A	G	G	J	J	E	E

Таблица 2.

## Результаты лабораторного испытания напрягающего цемента

Характеристика НЦ состава по весу, % (ПЦ:ГЦ:Г – 69:19:12)						
Тонкость помола, % (остаток на сите 008)	Удельная поверхность, $\text{см}^2/\text{г}$	Свободное расширение, %	Самонапряжение, МПа	Прочность состава, МПа		
				в момент увлажнения	в возрасте 28 сут.	
				на изгиб	на сжатие	
4,30	4338,00	1,21	3,13	15,50	6,10	47,00

Таблица 3.

## Физико-механические характеристики бетона опытных образцов

Индекс балки	Этап исследования	Возраст, сут.	Бетон					
			сборного элемента			монолитного слоя		
			$\bar{f}_{c,cube}$ , МПа	$\bar{f}_{cm}$ , МПа	$E_c \times 10^{-3}$ , МПа	$\bar{f}_{c,cube}$ , МПа	$\bar{f}_{cm}$ , МПа	$E_c \times 10^{-3}$ , МПа
S	Укладка монолитного слоя	28	30,1	21,2	31,1	–	–	–
	Начало увлажнения	2	–	–	–	8,9	–	–
	Статистические испытания	56 28	36,8	24,1	30,9	38,5	26,9	40,1
P	Укладка монолитного слоя	28	30,2	21,2	31,1	–	–	–
	Статистические испытания	58 30,42	36,8	24,1	30,9	31,4	22,2	31,3

Над чертой дан возраст бетона сборной балки, под чертой – бетона монолитной части.

$\bar{f}_{c,cube}$  – средняя кубиковая прочность;  $\bar{f}_{cm}$  – средняя призмная прочность.

Таблица 4.

## Характеристика арматуры

Класс арматуры	Диаметр d, мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Модуль упругости $E_s \times 10^4$ , МПа	Относительное удлинение при разрыве, %
Vp-I	4,0	473,0	710,0	19,37	19,2
A-III	8,0	440,0	558,0	19,79	18,5
	10,0	441,0	560,0	19,86	18,0
	18,0	483,0	731,0	19,76	13,2

Исследование опытных сборно-монолитных балок проводили:

- на стадии изготовления, для определения исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, уложенного по верху сборного элемента;
- на стадии загрузки кратковременной нагрузкой до разрушения.

Испытания сборно-монолитных балок проводили на 250-тонном прессе посредством приложения статической нагрузки в виде сосредоточенных сил, обеспечивая величину пролета среза  $a/d = 1.0$  и  $2.0$ . Величину прикладываемой нагрузки контролировали посредством поверенного образцового динамометра ДОС-50. Нагрузку прикладывали ступенями.

## 1.2. Характеристика опытных образцов, испытанных в Люблинской Политехнике

Конструкция и армирование опытных балок, использованных в опытах, показано на рис. 2, а краткая программа экспериментальных исследований – в табл. 5. В выполненных опытах были приняты следующие переменные параметры:

- 1) Конструктивное решение стыкового соединения: плоский гладкий стык с переменным коэффициентом армирования (серия III); продольная шпонка (серия I); продольная шпонка и переменное армирование контакта (серия II);
- 2) Марка напрягающего цемента по энергоактивности (при равном его расходе в бетонной смеси): СЕ 2,5; СЕ 3,0; СЕ 4,0;
- 3) Коэффициент армирования стыкового соединения  $\rho_{sw,j} = 0\%$  (неармированный стык); 0,19%; 0,28%; 0,57% (см. рис. 3).

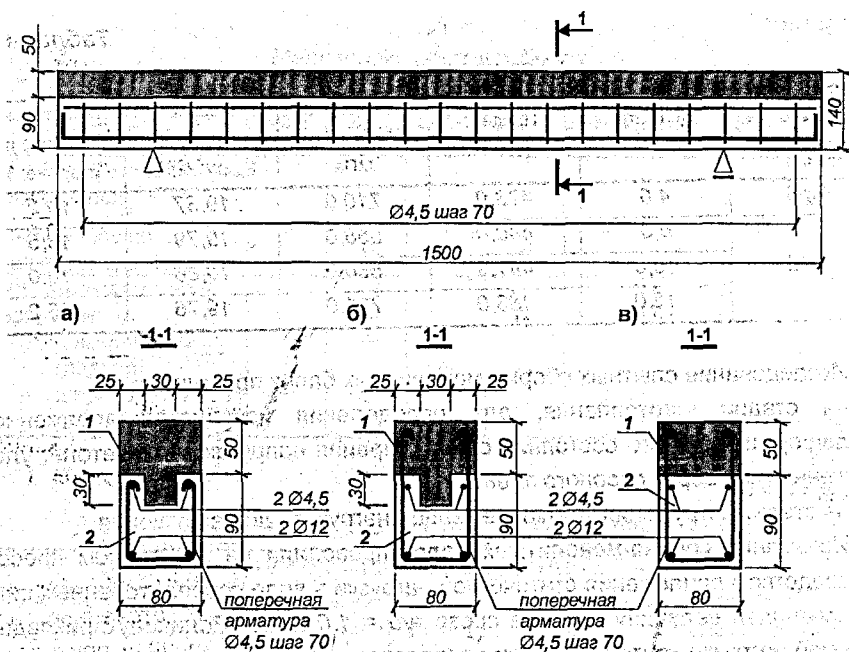


Рис. 2. Конструкция и схемы армирования опытных балок  
 а) серия I; б) серия II; в) серия III;  
 1 – монолитный слой из напрягающего бетона;  
 2 – сборный элемент

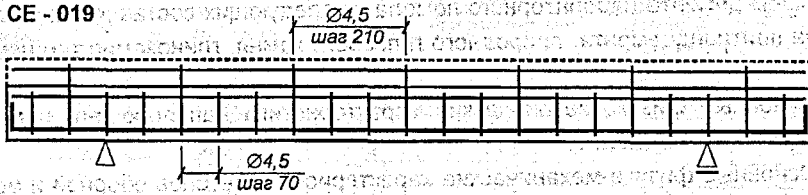
Таблица 5.

Краткая программа испытаний

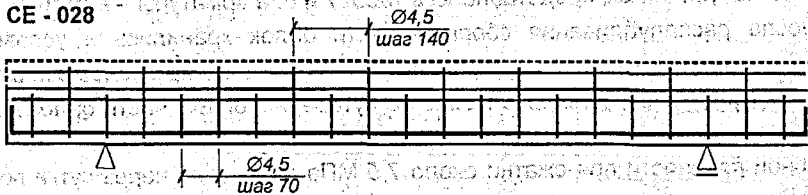
Серия балок	Группа	Обозначение балки	Сечение	Стыковое соединение			Марка по энергоактивности напрягающего цемента CE, Н/мм <sup>2</sup>		
				ШП	Г	Армирование $\rho_{sw, J}$ , %	2,5	3,0	4,0
I	A	CE 1a,b,c	1a	-	-	-	-	-	-
	B	CE 2a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 3a,b,c		-	-	-	-	-	-
	D	CE 4a,b,c		-	-	-	-	-	-
II	A	CE 5a,b,c	1b	-	-	-	-	-	-
	B	CE 6a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 7a,b		-	-	-	-	-	-
	D	CE 10a,b,c		-	-	-	-	-	-
	E	CE 11a,b,c		-	-	-	-	-	-
	F	CE 12,b,c		-	-	-	-	-	-
III	A	CE 019a,b,c	1a	-	-	-	-	-	-
	B	CE 028a,b,c		-	-	-	-	-	-
	C	CE 057a,b		-	-	-	-	-	-
	D	CE(s)019a,b,c		-	-	-	-	-	-
	E	CE(s)028a,b,c		-	-	-	-	-	-

Примечание: ШП – продольные шпонки; Г – гладкий плоский стык.

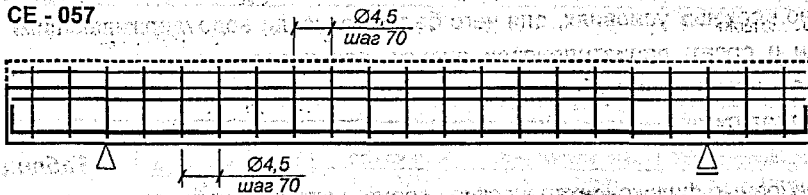
CE - 019



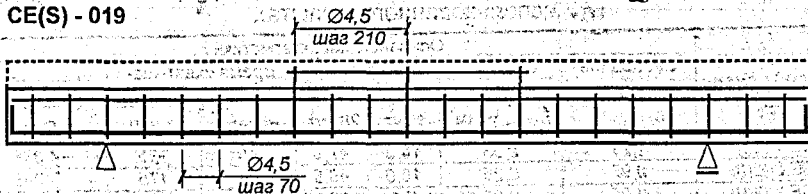
CE - 028



CE - 057



CE(S) - 019



CE(S) - 028

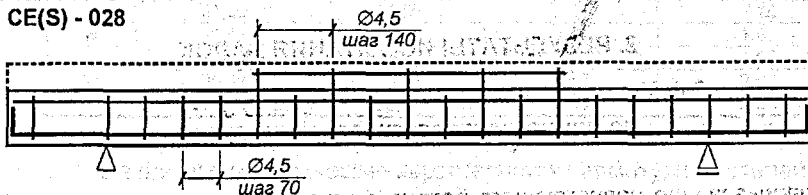


Рис. 3. Армирование стыкового соединения в балках серии II и III

Статические испытания были выполнены при постоянной длине пролета среза  $a_v/d = 3,0$ .

Для выполнения монолитной набетонки использовали бетоны на напрягающем цементе лабораторного помола из следующих составляющих: клинкера портландцемента, природного гипсового камня, глиноземистого цемента.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента представлены в табл. 6.

Основные физико-механические характеристики бетонов сборной и монолитной частей балок, представлены в табл. 7 и 8, а арматуры – в табл. 9.

После распалубливания сборные части балок хранились в условиях, близких к нормальным: до 14 суток – хранение во влажных условиях, затем – в воздушно-сухих условиях. После 28 суток на сборные части балок добетонировали монолитную часть. При достижении монолитным бетоном начальной прочности при сжатии около 7,5 МПа (примерно через сутки после бетонирования), его ежедневно интенсивно увлажняли. Хранение выполняли во влажных условиях, для чего балку укрывали водоудерживающими матами и слоем полиэтиленовой пленки, для предохранения от высыхания. Перед испытаниями балку хранили в воздушно-сухих условиях не менее чем трое суток.

Таблица 6.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента, использованного в опытах

Обозначение (марка) цемента	Основные характеристики						
	Свободное расширение, $\epsilon_{CE,w}$ , %	Самонапряжение, $f_{CE,c}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Прочность при сжатии, Н/мм <sup>2</sup>		Время схватывания, мин.		Удельная поверхность, см <sup>2</sup> /г
			1 сут.	28 сут.	начало	конец	
CE 1 (2,5)	1,21	2,53	14,3	47,0	40	135	4 338
CE 2 (3,0)	0,92	3,25	15,0	49,8	53	175	4 088
CE 3 (4,0)	4,91	4,00	7,0	39,8	48	135	4 184

## 2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ БАЛОК

### 2.1. Исходное напряженное состояние образцов до приложения статической нагрузки

Использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя сборно-монолитной балки способствовало созданию собственного, исходного напряженного состояния в сечении составного элемента. Оно формировалось в период расширения напрягающего бетона и зависело при постоянной компоновке сечения от энергоактивности материала и соотношения во вре-



Таблица 7.

Основные физико-механические характеристики бетона сборной части балок (средние значения для групп испытанных балок)

Серия балок	Группа	Модуль упругости, $E_{cm} \cdot 10^{-3}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Прочность, Н/мм <sup>2</sup>		Деформация в пиковой точке	
			при сжатии $f_{c,cube}$	при растяжении $f_{ct,cube}$	сжатие $\epsilon_c \cdot 10^5$	растяжение $\epsilon_{ct} \cdot 10^5$
1	2	3	4	5	6	7
I	A	31,17	29,52	1,63	-	-
	B	32,25	33,40	2,71	-	-
	C	31,30	30,27	2,04	-	-
	D	27,26	27,43	1,81	-	-
II	A	28,30	30,11	1,91	218	13,7
	B	29,74	32,30	2,31	223	15,3
	C	28,36	30,20	2,18	187	18,2
	D	24,82	27,86	1,72	184	18,2
	E	23,71	28,97	1,58	187	20,4
	F	27,21	31,43	1,74	191	13,7
III	A	20,76	23,40	1,85	218	14,7
	B	27,80	32,71	1,82	221	18,2
	C	20,03	20,80	2,71	210	14,7
	D	34,21	41,14	2,24	221	21,3
	E	31,12	30,35	3,09	220	21,3

Таблица 8.

Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона монолитной части балок (средние значения для групп испытанных балок)

Серия балок	Группа	Модуль упругости, $E_{ce} \cdot 10^{-3}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Прочность в свободном состоянии		Численное значение самонапряжения $f_{ce,ce}$ , Н/мм <sup>2</sup>
			при сжатии $f_{c,ce}$ , Н/мм <sup>2</sup>	при растяжении $f_{ct,ce}$ , Н/мм <sup>2</sup>	
I	A	31,25	30,50	2,10	2,07
	B	31,21	27,21	1,78	2,12
	C	30,78	28,20	1,81	3,31
	D	27,20	28,31	1,73	3,31
II	A	26,73	27,80	1,81	2,08
	B	26,41	28,30	1,87	2,10
	C	25,34	29,70	2,03	3,20
	D	20,71	31,03	2,07	2,12
	E	29,30	29,31	1,98	1,87
	F	34,31	32,41	2,08	1,92
III	A	31,25	34,60	2,55	2,18
	B	31,43	35,30	2,43	1,93
	C	30,87	35,75	3,18	1,97
	D	30,90	36,49	3,57	2,07
	E	30,20	30,10	2,93	2,03

Таблица 9.

Основные физико-механические характеристики арматурных стержней, использованных в опытных балках

Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести $f_{yk,m}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Модуль упругости, $E_s \cdot 10^4$ , Н/мм <sup>2</sup>	Относительное удлинение при разрыве $\epsilon_s$ , %
A-III 34GS	12,0	443,94	19,86	18,30
A-0 St0 <sub>s</sub>	4,5	258,33	19,97	17,34

мени интенсивности протекания процессов расширения и нарастания прочности структурных связей по контакту «монолитный – сборный элемент». На рис. 4 приведены зафиксированные в опытах значения деформаций бетона по верхним и нижним граням монолитной и сборной частей опытных балок. Разницу в продольных деформациях монолитной и сборной частей можно объяснить следующими причинами.

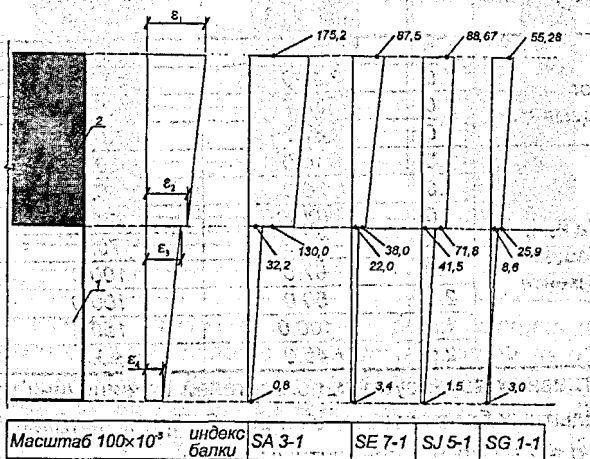
После укладки напрягающего бетона в материале активно развиваются два процесса – расширение и нарастание прочности. По контакту с поверхностью бетона сборной части балки связи, ограничивающие расширение монолитного бетона, формировались с течением времени, что способствовало в начальный период времени смещению набетонки относительно сборной части. После достижения напрягающим бетоном прочности 7.0-10.0 МПа сборная часть ограничивала деформации монолитного бетона и тем самым подвергалась внецентренному растяжению усилием (Т), приложенным по контактной плоскости. Монолитная часть балки испытывала внецентренное сжатие. В результате в монолитном слое действовали напряжения обжатия (самонапряжения), а весь опытный образец получал выгиб.

На необходимость определения напряженного состояния к моменту приложения статической нагрузки указывают как отечественные, так и зарубежные исследователи, отмечая, что вследствие разности деформаций монолитного и сборного бетонов в контактной плоскости развиваются весьма значительные по величине сдвигающие усилия, которые следует учитывать в расчете. Причиной появления таких сдвигающих усилий называются разные по величине деформации усадки и ползучести, а в нашем случае их появление вызвано разными деформациями бетонов вследствие расширения бетона монолитного слоя. Следует отметить, что к моменту стабилизации процесса расширения в сечениях опытных балок регистрировали деформированное состояние, противоположное тому, что имеет место при несовместной усадке бетонов монолитной и сборной части.

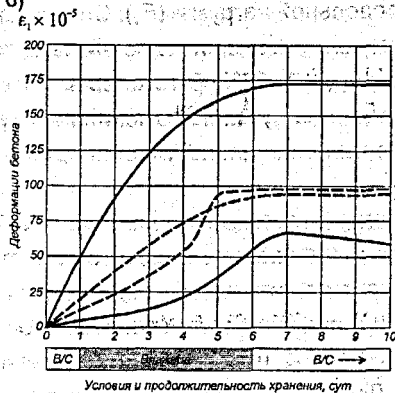
## 2.2. Результаты статических испытаний сборно-монолитных балок, выполненных в БГУ

Опытные балки испытывали сосредоточенными силами. Результаты испытаний даны в таблице 10.

а)



б)



в) ε<sub>2</sub> × 10<sup>-5</sup>

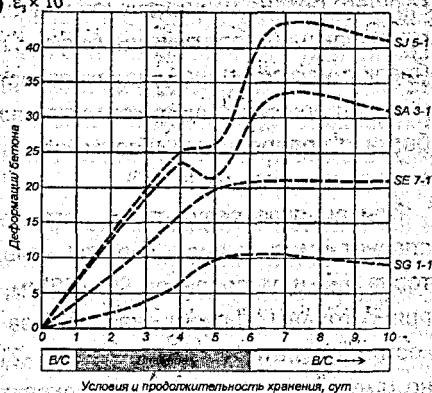


Рис 4. Деформации бетона самонапряженных сборно-монолитных балок с индексом S на 10 сутки по высоте сечения (а), по верхней грани монолитного слоя (б), по верхней грани сборного элемента (в) к моменту стабилизации процесса расширения.

1 – сборный элемент;

2 – монолитный слой из напрягающего бетона.

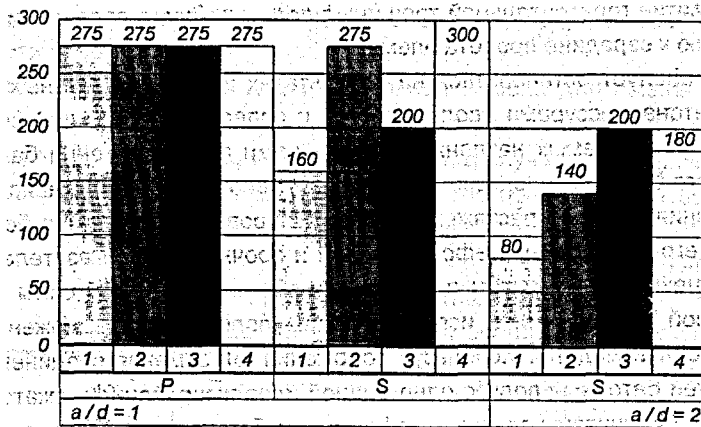
Таблица 10.

## Результаты испытаний сборно-монолитных балок

Марка балки	Вид бетона монолитной части	$a/d$	Поперечная сила, кН		Характер разрушения
			появления наклонной трещины, $V_{сг}^{exp}$	разрушения, $V_u^{exp}$	
PG1-1	На портланд-цементе	1.0	87.5	137.5	По наклонному сечению, хрупко
PA4-1		1.0	75.0	137.5	
PI5-1		1.0	88.7	137.5	
PE7-1		1.0	87.5	137.5	
SG1-1	На напрягающем цементе	1.0	40.0	80.0	
SG1-2		2.0	20.0	40.0	
SA3-1		1.0	100.0	137.5	
SA3-2		2.0	50.0	70.0	
SI5-1		1.0	87.5	100.0	
SI5-2		2.0	50.0	100.0	
SE7-1		1.0	100.0	150.0	
SE7-2		2.0	45.0	90.0	

Влияние главных варьируемых показателей на величину предельной нагрузки для опытных балок показано на рис. 5. При испытании балок с пролетом среза  $a/d = 1,0$  балки с монолитным слоем из обычного бетона показали одинаковую прочность, в то время как балки с монолитным слоем из напрягающего бетона имели разное значение предельной нагрузки ( $F_u$ ). Снижение разрушающей нагрузки для балки с гладким контактом составило  $-42\%$ , для балок с искусственной шероховатостью контакта  $-27\%$ . В тоже время при наличии армированного контакта разрушающая нагрузка не изменилась, а у балки с поперечными шпонками, выполненными на длине участка сдвига, она увеличилась на  $9\%$ .

При анализе результатов нагружения балок с пролетом среза  $a/d = 2,0$  следует иметь в виду, что при испытаниях было увеличено расстояние от торца балки до опоры до  $80..180$  мм, в результате чего часть армирования и прямоугольных шпонок оказалось за опорой и поверхность контактной плоскости в пролете среза балок SG 1-2, SA 3-2, SE 7-2 на значительной длине не имела конструктивной шероховатости. Дополнительные конструктивные элементы на концевых участках балок воспринимали сдвигающие усилия и увеличили разрушающую нагрузку по сравнению с балкой SG 1-2 ( $F_u = 80,0$  кН) в 1,75 раза (балка SA 3-2 с армированным контактом) и в 2,25 раза (балка SE 7-2 с поперечными шпонками). Исключение составили балки, у которых изменилась только величина пролета среза: с гладкой поверхностью контакта – балка SG 1-2 показала снижение предельной нагрузки в 2 раза, а с искусственной шероховатостью контактной плоскости – балка SJ 5-2 не изменила значения предельной нагрузки.



**Рис. 5.** Сопоставление опытных значений разрушающей нагрузки сборно-монолитных балок с монолитным слоем из обычного (P) и напрягающего (S) бетона с различными характеристиками поверхностей контактной поверхности:

- 1 – гладкая; 2 – армированная;
- 3 – искусственная шероховатость; 4 – поперечная шпонка.

Анализ характера развития горизонтальных трещин по контактной плоскости в балках SA 3-2 и SE 7-2 показал, что они в процессе нагружения развивались к центру пролета балки и появлялись на приопорном участке (участке сдвига) только при достижении предельной нагрузки, когда монолитная и сборная части сечения на значительной длине пролета работали раздельно.

Анализ деформаций бетона вдоль контактной плоскости в монолитной и сборной частях балки SE 7-2 показывают, что они работали раздельно еще до достижения предельной нагрузки. В то же время в балках SJ 5-2 и SG 1-2 расслоение по контакту регистрировали только в предельной стадии. Не менее показательными в этом отношении являются и графики деформаций бетона верхней сжатой грани монолитной части и нижней растянутой грани сборной части сборно-монолитных балок SG 1-2 и SE 7-2.

Следует отметить еще одну особенность трещинообразования опытных балок – различное количество наклонных трещин развивавшихся в сборной и монолитной частях опытных образцов (например, балка SA 3-2). При этом суммарная ширина раскрытия наклонных трещин в сборной части примерно соответствует раскрытию одной-двух трещин в монолитной части сечения. Как правило, во всех испытанных балках наклонные трещины, пересекая сборную часть сечения достигали контактной плоскости, а далее наблюда-

лось развитие горизонтальной трещины вдоль стыкового соединения по направлению к середине пролета элемента.

Особо следует остановиться на результатах измерения главных деформаций бетона мессурами вдоль (сжатие) и поперек (растяжение) бетонных подкосов, выделяемых наклонными трещинами при нагружении балки. Работа такого бетонного подкоса происходит в условиях плоского напряженно-состояния «сжатие-растяжение». Прогнозирование поведения бетонного подкоса, его предельных деформативных и прочностных показателей является важнейшим элементом в описании работы приопорной зоны сборно-монолитной конструкции с использованием положений предложенной деформационной модели. Используя положения [6], заменяя соединенный из двух частей бетонный подкос одно родной идеализированной сжатой призмой, были рассчитаны главные деформации бетона и нанесены на рис. 6, показывающие изменение главных деформаций в процессе нагружения. Распределение расчетных главных деформаций достаточно близко совпадает со средними опытными значениям тех же деформаций при различных конструктивных решениях стыкового соединения.

В таблице 14 приведено сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для испытанных балок. Расчетные значения предельных нагрузок определены прямым расчетом в соответствии с положениями главы 2 настоящей работы по предложенному упрощенному методу эквивалентной заменяющей балки (см. раздел 2.4.2).

Как следует из результатов испытаний исходное напряженно-деформированное состояние от расширения напрягающего бетона монолитной части оказало влияние на характер образования наклонных трещин. Для сборно-монолитных балок, имевших контактное соединение на середине высоты сечения, т.е. в месте действия максимальных касательных напряжений (из расчета по упругой схеме до образования трещин), наклонная трещина имеет одинаковую вероятность образования, как в сборном элементе, так и в монолитном бетоне. Однако, практически во всех испытанных балках, наблюдали появление наклонных трещин в сборной части сечения вблизи контакта.

Это связано с тем, что на стадии расширения напрягающего бетона монолитная часть получила самонапряжения сжатия, в то время как сборный элемент подвергался внецентренному растяжению. Это приводило к тому, что верхняя контактная зона сборного элемента оказывалась растянутой еще до приложения нагрузки. Такое распределение напряжений и деформаций по высоте составного сечения необходимо учитывать в расчете, как

это предлагается в соответствии с положениями, изложенными в главе 2 настоящей работы.

В расчетных уравнениях деформационной модели для наклонных сечений в общем случае следует учитывать продольные деформации  $\epsilon_{x,CE}$ , вызванные расширением монолитной набетонки. В случае испытанных сборно-монолитных балок продольные деформации, не превышавшие  $50 \cdot 10^{-5}$ , несущественно повлияли на величину предельной поперечной силы.

Таблица 11.

Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для сборно-монолитных балок

Серия	Группа	Обозначение балок	Средний угол наклона, $\theta$ , град	Предельная нагрузка $P_u = 2 \cdot V_{sd,u}$ , кН				$\frac{V_{sd,exp}}{V_{sd,calc}}$		
				Опытная, $P_{u,exp}$	Расчетная, $P_{u,calc}$			п. (6) п. (5)	п. (7) п. (5)	п. (8) п. (5)
					по методу заменяющей балки ф. (2.106). (2.219)	с использованием графиков, рис. 2.14	по методу ферменной аналогии [97] СНБ 5.03.01			
P	G	PG 1-1	50,1	275,0	191,56	152,30	147,20 <sup>1)</sup>	1,430	1,805	1,860
	A	PA 3-1	57,0	275,0	197,80	168,70	154,70	1,390	1,630	1,780
	I	PI 5-1	51,0	275,0	198,70	194,18	167,20	1,380	1,420	1,640
	E	PE 7-1	55,0	275,0	203,70	201,20	218,70	1,350	1,370	1,370
S	G	SG 1-1	-	160,0	182,80	173,30	137,25	0,875	0,923	1,165
		SG 1-2	44,0	80,0	63,20	57,40	109,02	1,265	1,390	0,734
	A	SA 3-1	50,0	300,0	191,70	184,70	169,40	1,560	1,620	1,770
		SA 3-2	43,0	140,0	148,70	121,70	128,40	0,941	1,150	1,090
	I	SI 5-1	50,0	200,0	183,20	132,40	155,94	1,090	1,510	1,280
		SI 5-2	44,6	178,0	176,80	138,30	118,37	1,000	1,290	1,503
	E	SE 7-1	50,0	300,0	191,20	197,30	214,28	1,570	1,520	1,400
		SE 7-2	44,0	180,0	176,80	160,20	147,54	1,010	1,120	1,220
среднее								1,061	1,200	1,200

Примечание: <sup>1)</sup> предельные значения перерезывающих сил определены по СНБ 5.03.01 [97] при  $a_s < 2,5 \cdot d$  по формуле:

$$V_{rd} = V_{rd,cr} + A_{sw} \cdot f_{ywd}$$

где  $V_{rd,cr} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_{lx})] \cdot b_w \cdot d$

$$\text{при } \tau_{Rd} = 0,1 \cdot \sqrt{f_c}$$

принимая прочностные характеристики составной заменяющей призмы:

$$f_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\sin \theta \cdot (\cos \theta - \mu \cdot \sin \theta)}$$

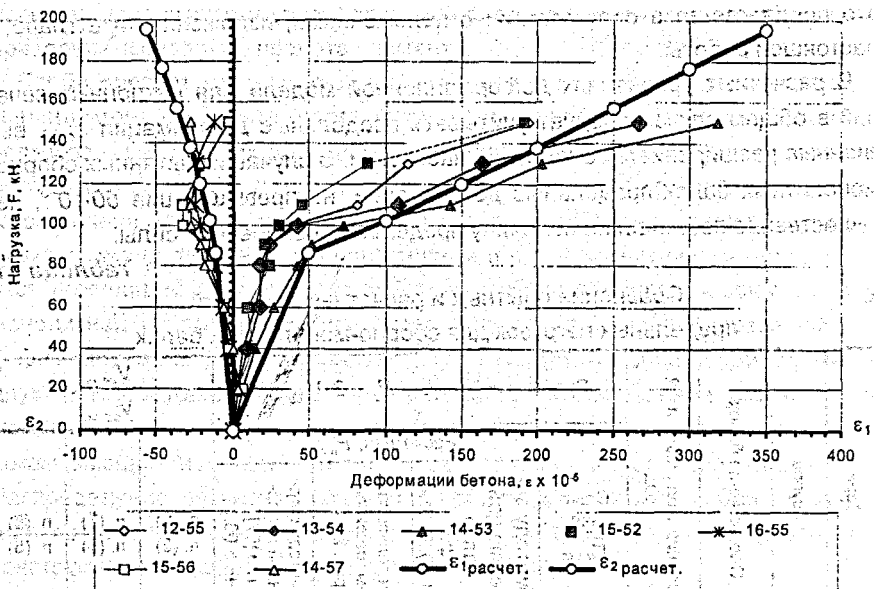


Рис. 6. Сравнение опытных и расчетных средних значений главных деформаций для балки SE 7-2

### 2.3. Результаты статических испытаний сборно-монолитных балок, выполненных в Люблинской Политехнике

При монотонно возрастающей нагрузке все испытанные балки имели примерно одинаковую морфологию образования и развития трещин в начальной фазе нагружения. При нагрузке  $P_{cr} = 15.20$  кН образовывались нормальные трещины в пролете в зоне чистого изгиба. Их количество составляло от 3 до 5, а начальная ширина их раскрытия не превышала  $w_k = 0,05$  мм. Возрастание нагрузки приводило к быстрому развитию образовавшихся трещин по высоте сечения по направлению к стыковому соединению, и при очередном этапе нагружения нормальные трещины достигали контакта, где наблюдалось их торможение. Эффекты, связанные с торможением развития нормальных трещин в сборно-монолитных элементах с монолитной частью из напрягающего бетона подробно проанализированы в работах. В выполненных исследованиях, как и в работах наблюдали, что дальнейшее возрастание нагрузки не приводило к развитию нормальных трещин в монолитный бетон. При этом их ширина раскрытия практически не изменялась, в



тоже время по длине балки образовывались новые трещины, перемещавшиеся по направлению к опорам. При нагрузке  $P_{crh} = 30..40$  кН в средней части по высоте составного сечения образовывались наклонные трещины, которые развивались как к опоре, так и к контакту. Достигая контакта они, как правило, развивались вдоль его, а затем уходили в монолитный бетон по направлению к силе. Как и в балках, описанных ранее, при испытаниях наблюдали образование горизонтальных трещин в стыковом соединении.

Длина горизонтального участка трещины зависела от конструкции стыкового соединения. В случае, когда балки имели неармированный контакт (при помощи продольной шпонки, серия I) участок горизонтального развития трещины был максимальным, в то время как в балках с  $\rho_{sw,l} = 0,57\%$  (что соответствовало коэффициенту армирования сборной части сечения) горизонтального участка практически не наблюдали. Образование и раскрытие горизонтальной трещины приводило к тому, что на этих участках сборная и монолитная части балки работали раздельно, что регистрировалось измерительными приборами, которые при нагрузке близкой к предельной ( $0,78-0,9 P_u$ ) фиксировали наличие сжатой зоны как в сборном элементе, так и монолитном бетоне. В предельном состоянии регистрировали следующие схемы (случаи) разрушения опытных балок:

- 1) разрушение в результате среза по наклонному сечению;
- 2) разрушение сопровождающееся раскрытием стыкового соединения, а затем достижением текучести в продольной рабочей арматуре.

Величины предельных разрушающих нагрузок представлены в табл. 12.

Как видно из табл. 12 и обобщения результатов испытаний представленного на рис. 7, наибольшую предельную нагрузку воспринимали балки с  $\rho_{sw,l} = 0,57\%$  (соответствовавшему поперечному армированию сборной части сечения), а наименьшую — балки с неармированным стыком, имевшие продольные шпонки. Размещение поперечной арматуры в стыковом соединении в средней части пролета не повлияло на величину предельной нагрузки, воспринимаемой балкой. В тоже время существенное влияние как на характер разрушения, так и на величину предельных усилий оказало изменение количества поперечной арматуры, пересекавшей стык в продольной зоне балки. Так, в рамках только одной серии III увеличение коэффициента армирования от  $\rho_{sw,l} = 0,19\%$  до  $\rho_{sw,l} = 0,57\%$  привело к возрастанию предельного усилия на 20%.

Анализируя результаты испытаний, отметим, что обращает на себя внимание следующее явление, сопутствующее развитию критической наклонной трещины.

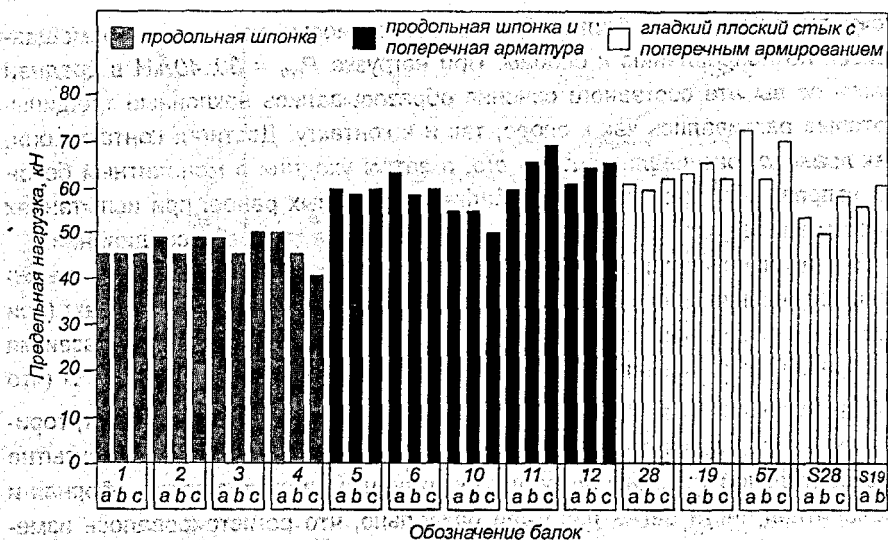


Рис. 7. Обобщение результатов испытаний опытных балок I, II и III серий

Как уже было отмечено выше, при анализе результатов испытаний балок серии P и S, образующая трещина в сборной части сечения развивается вдоль плоскости контакта по направлению к середине балки. Это некоторым образом противоречит классическим представлениям теории составных стержней. Согласно этой теории касательные напряжения в плоскости стыкового соединения достигают максимальных значений на концевых участках балки и при достижении предельного сопротивления сдвигу следует ожидать появления трещины именно на этих участках. Однако, только в некоторых из испытанных балок наблюдали образование горизонтальной трещины на концевом участке стыкового соединения и на стадии, соответствующей разрушению, после того как горизонтальная трещина образовывалась в среднем участке пролета балки. Необходимо отметить, что аналитическое явление регистрировали и при испытании балок серии S и P с пролетами среза  $a/d = 1; 0; 2, 0$ , описанных в разделе 2.1.

Анализируя это явление, следует возвратиться к схемам усилий, действующим в сборно-монолитной балке в районе стыкового соединения. Как следует из рассмотрения условия равновесия усилий в сборной и монолитной части сечения (даже при принятом допущении о равной величине вертикальной деформации  $\varepsilon_y$ ) действуют различные результирующие усилия  $N_y$ , зависящие от количества поперечной арматуры, располагаемой в составляющих частях сечения. Так, при равной величине

ставляющих частях сечения. Так, при равной величине деформации  $\varepsilon_{y(m)}$  =  $\varepsilon_{y(p)}$  напряжения в поперечной арматуре составляет:

$$\begin{aligned} \text{для сборной части:} \quad N_{sy(p)} &= \varepsilon_{y(p)} \cdot E_s \cdot A_{sw(p)} \\ \text{для монолитной части:} \quad N_{sy(m)} &= \varepsilon_{y(m)} \cdot E_s \cdot A_{sw(m)} \end{aligned} \quad (1)$$

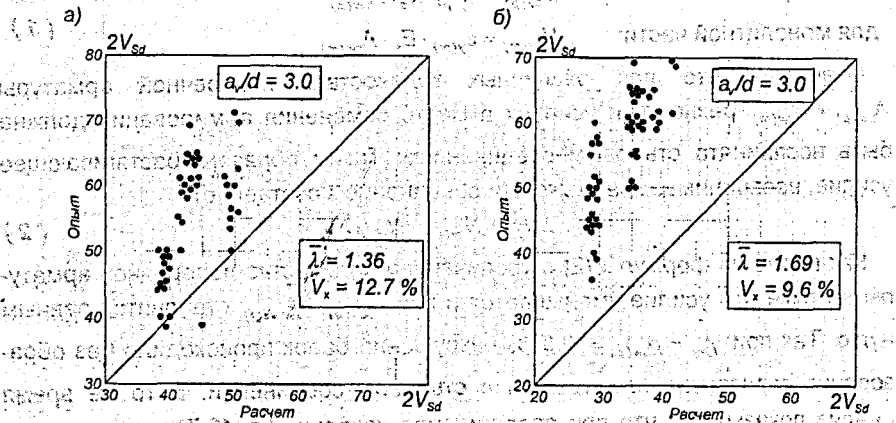
Очевидно, что при различных количествах поперечной арматуры  $A_{sw(p)} \neq A_{sw(m)}$  разность в усилиях в месте изменения армирования должна быть воспринята стыковым соединением. Таким образом, растягивающее усилие, воспринимаемое стыковым соединением составляет:

$$\Delta N_{j,l} = N_{sy(p)} - N_{sy(m)} \quad (2)$$

Как видно из формулы (2) с увеличением количества поперечной арматуры в стыке это усилие уменьшается и при  $A_{sw(p)} = A_{sw(m)}$  становится равным нулю. Так при  $\rho_{wj} = \rho_{sw(p)} = 0,57\%$  разрушение балок происходило без образования горизонтальных трещин в стыковом соединении. В то же время анализ показывает, что при среднем угле наклона  $\theta = 43,7^\circ$  и главных напряжениях  $\sigma_2 = 4,27 \text{ Н/мм}^2$  и  $\sigma_1 = 1,23 \text{ Н/мм}^2$  дополнительные растягивающие напряжения в элементах без поперечного армирования стыка ( $A_{sw(m)} = 0$ ) составляют около  $\sigma_{yt} = 1,64 \text{ Н/мм}^2$  уже при 50-60% от предельной нагрузки, что ведет к образованию горизонтальной трещины ( $\sigma_y = 1,64 \text{ Н/мм}^2 > f_{ct,j} = 1,32 \text{ Н/мм}^2$ , где  $f_{ct,j}$  — прочность на растяжение стыкового соединения для данных балок установленная раскалыванием сборно-монолитных цилиндров). Таким образом, при выполнении сборно-монолитных конструкций с гладкими стыками следует размещать поперечное армирование в контакте таким образом, чтобы оно являлось продолжением основного поперечного армирования сборного элемента. Величины предельных нагрузок для опытных балок представлены в табл. 12.

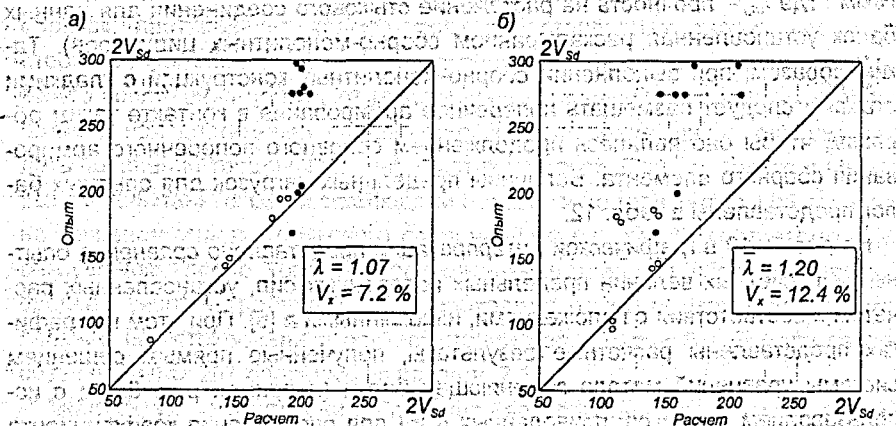
На рис. 8–10 в графической интерпретации представлено сравнение опытных и расчетных величин предельных поперечных сил, установленных расчетом в соответствии с положениями, изложенными в [6]. При этом на графиках представлены расчетные результаты, полученные прямым решением системы уравнений метода заменяющей балки (например рис. 8а) и с использованием графиков, приведенных в [6] для определения коэффициента эффективности  $\beta$  и угла наклона диагональной полосы  $\theta$  в зависимости от продольных деформаций элемента и уровня касательных напряжений. Как видно из рис. 8а, б, применение прямого метода при расчете проанализированных балок с пролетом среза  $a/d = 3,0$  дает среднее соотношение опытных и расчетных предельных нагрузок  $\lambda = 1,36$  при коэффициенте вариации  $V_\lambda = 12,7\%$ , в то время как использование графических зависимостей позволяет

получить отношение  $\lambda = 1.69$  при меньшем коэффициенте вариации  $V_x = 9.6\%$ . Как видно, упрощенный метод позволяет производить расчет с ощутимым запасом при нижнем значении  $V_{Sd,exp}/V_{Sd,calc}$  на уровне 1.5.



**Рис. 8.** Сравнение опытных и расчетных величин предельных нагрузок для балок, испытанных с пролетом среза  $a/d = 3.0$

- а) по уравнениям метода заменяющей балки;
- б) то же с использованием графиков рис. 2.14.



**Рис. 9.** Сравнение опытных и расчетных величин предельных нагрузок для балок, испытанных с пролетом среза  $a/d = 1.0$  (●) и  $a/d = 2.0$  (○)

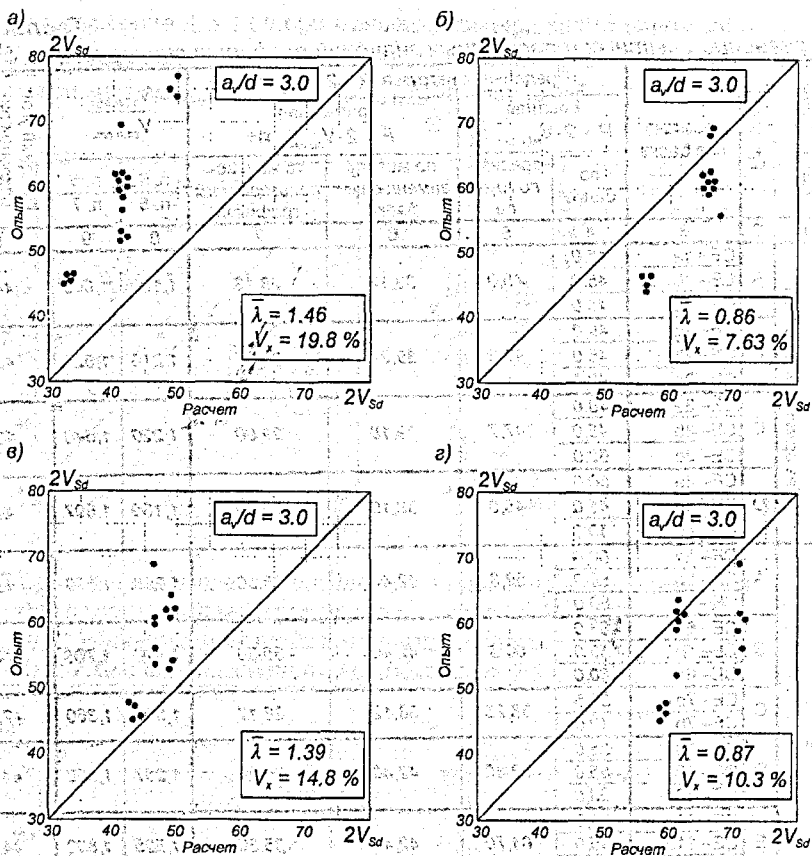
- а) по методу заменяющей балки;
- б) по методу ферменной аналогии [97] с учетом прочностных характеристик для заменяющей балки

Таблица 12.

Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок на балки

Серия балок	Группа	Обозначение балки	Предельная нагрузка $P = 2 \cdot V_{sd,u}$ , кН				$\frac{V_{sd,u,exp}}{V_{sd,u,calc}}$		Средний угол наклона критической трещины $\theta$ , град	
			опытная $P = 2 \cdot V_{sd,exp}$ , кН		расчетная $P = 2 \cdot V_{sd,calc}$ , кН		п. 6 п. 5	п. 5 п. 7		
			по балке	средняя по группе	по методу заменяющей балки	то же с использованием графиков				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
I без армирования стьки	A	CE-1a	45,0							
		CE-1b	45,0	45,0	38,12	28,12	1,180	1,600	44,2	
		CE-1c	45,0							
	B	CE-2a	49,0							
		CE-2b	45,0	47,3	39,21	29,07	1,210	1,627	43,6	
		CE-2c	48,0							
	C	CE-3a	48,0							
		CE-3b	45,0	47,7	39,18	29,00	1,220	1,640	43,9	
		CE-3c	50,0							
	D	CE-4a	50,0							
		CE-4b	45,0	45,0	38,10	28,00	1,180	1,607	44,1	
		CE-4c	40,0							
II	A	CE-5a	60,0							
		CE-5b	58,0	59,3	42,40	35,30	1,398	1,679	43,6	
		CE-5c	60,0							
	B	CE-6a	63,0							
		CE-6b	58,0	60,3	42,40	35,30	1,420	1,708	44,6	
		CE-6c	60,0							
	C	CE-7a	36,5	38,25	38,12	28,12	1,000	1,360	42,20	
		CE-7b	40,0							
	D	CE-10a	55,0							
		CE-10b	55,0	53,30	42,40	35,30	1,257	1,509	44,40	
		CE-10c	50,0							
	E	CE-11a	60,0							
CE-11b		65,0	64,70	42,40	35,30	1,525	1,832	44,50		
CE-11c		69,0								
F	CE-12a	60,0								
	CE-12b	64,0	63,00	42,40	35,30	1,485	1,784	43,90		
	CE-12c	65,0								
III	A	CE-019a	63,0							
		CE-019b	65,0	63,00	43,70	37,60	1,440	1,820	44,70	
		CE-019c	61,0							
	B	CE-028a	60,0							
		CE-028b	59,5	60,50	48,21	37,94	1,254	1,617	44,25	
		CE-028c	62,0							
	C	CE-057a	72,0							
		CE-057b	62,0	68,00	50,21	42,30	1,354	1,607	42,63	
		CE-057c	70,0							
	D	CE(s)-019a	55,0							
		CE(s)-019b	60,0	57,50	38,40	28,50	1,497	2,020	43,60	
		CE(s)-019c	57,5							
E	CE(s)-028a	53,0								
	CE(s)-028b	50,0	53,50	38,40	28,50	1,393	1,877	44,13		
	CE(s)-028c	57,5								

 $\lambda_{cp} = 1,357; V_u = 9,6\%$



**Рис. 10.** Сравнение средних значений (по сериям) опытных и расчетных предельных нагрузок для сборно-монолитных балок, испытанных с пролетом среза  $a/d = 3.0$

- а) по методике Пособия [10];
- б) по методике проф. К. Домбровского [11];
- в) по методике ЕС-2 [12];
- г) по методике проф. А.Б. Голышева [13].

Достаточно хороший результат дает прямой расчет по методу заменяющей балки и при пролете среза  $a/d = 2.0$ . В этом случае среднее соотношение  $\lambda$  приближается к 1.07 при коэффициенте вариации  $V_x = 7.2\%$ . Для сравнения был произведен расчет балок с пролетом среза  $a/d = 2.0$  в соответствии с положениями ферменной аналогии в изложении СНБ 5.03.01-98. При этом расчетные характеристики для сжатого подкоса принимались из расчета за-

меняющей призмы, как это предложено в [6]. Как следует из рис. 9б, расчет дал достаточно хороший для этого метода результат  $\lambda = 1.20$  при  $V_x = 12.4\%$ .

Как видно из графиков, показанных на рис. 9а, б, наихудшее совпадение опытных и расчетных предельных нагрузок наблюдается для балок, испытанных с пролетом среза  $a/d = 1.0$ . Следует отметить, что предложенный метод расчета, базирующийся на положениях модифицированной теории полей сжатия [8], не учитывает в должной мере эффектов, возникающих при испытаниях элементов с коротким пролетом среза, в частности передачи усилий, действующих в сжатой полосе между диагональными трещинами непосредственно на опору. Этот недостаток метода достаточно подробно проанализирован в монографии [9]. Как видно из рис. 9б и метод ферменной аналогии для случая расчета коротких элементов дает ощутимые запасы.

Предельные нагрузки, полученные в опытах при испытаниях с пролетом среза  $a/d = 3.0$  сравнивали с результатами расчетов по другим наиболее известным методикам (рис. 10):

- а) по методике Пособия [10];
- б) по методике проф. К. Домбровского [11];
- в) по методике Eurocode-2 [12];
- г) по методике проф. А.Б. Голышева [13].

Как видно из представленных на рис. 10 графических данных наименее надежными являются расчетные методы [10] и [13], основанные на традиционном методе сечений в изложении СНиП 2.03.01-84\*. Методика Пособия [10], основанная на методе сечений, но использующая процедуру перебора расчетных ситуаций, дает достаточно надежный результат ( $\lambda = 1.46$  при  $V_x = 12.8\%$ ), не существенно отличающийся от расчета по методике ферменной аналогии согласно EC-2 [12]. Вместе с тем, ни один из представленных методов не только не позволяет произвести оценку параметров напряженно-деформированного состояния, но и достоверно спрогнозировать случаи разрушения составной конструкции.

## ВЫВОДЫ

1. Испытания, выполненные на стадии твердения напрягающего бетона монолитной части, показали, что в результате его расширения в условиях ограничения деформаций сборным элементом в составном сечении формировалось напряженно-деформированное состояние, характеризующееся самоупрежением набетонки (при ее внецентренном обжатии) и внецентренным растяжением сборного элемента. самоупрежение сборно-монолитного сечения полностью подчиняется закономерностям, установленным в работах [92].

2. При испытании сборно-монолитных балок с пролетом среза  $a/d = 1.0$  наблюдали разрушение при выделении и раздавливании сжатого подкоса, проходившего от груза к опоре. При этом разрушение сжатого подкоса наступило в результате (для гладких стыков) или сопровождалось (для других видов контактной поверхности) образованием горизонтальных трещин, развивавшихся вдоль стыкового соединения. Образование горизонтальных трещин различной длины, ориентированных вдоль стыкового соединения и развивавшихся к середине пролета балки, наблюдали практически во всех опытах, за исключением балок, имевших в плоскости контакта количество арматуры, равное площади поперечной арматуры в сборной части сечения. Только для таких балок, у которых армирование стыка являлось продолжением поперечной арматуры в сборном элементе, не наблюдали появления горизонтальных трещин в стыке. При этом предельная нагрузка на такие балки оказалась наибольшей. Таким образом при проектировании сборно-монолитных балочных элементов с контактом, располагаемым близко к середине полной высоты элемента, контактное соединение следует выполнять армированным. При этом арматура стыкового соединения должна являться продолжением поперечной арматуры в сборном элементе.

3. Предложенный деформационный метод расчета [6], использующий для сжатой диагональной полосы трансформированную диаграмму деформирования, полученную с использованием предельного сопротивления составной призмы с наклонным стыком, позволяет производить расчет параметров напряженно-деформированного состояния приопорной зоны сборно-монолитного элемента при совместном действии изгибающего момента и перерезывающей силы, определять предельные значения перерезывающих сил и случай (характер) разрушения наклонного сечения.

4. Сравнение опытных и расчетных результатов показывает, что предложенный расчетный метод дает достаточно хорошее надежное совпадение с экспериментом для балок, испытанных с пролетом среза  $a/d = 2.0; 3.0$ . В случае коротких пролетов среза  $a/d = 1.0$  наблюдаются наибольшие отклонения в результатах расчета от данных опытов. Это связано с тем, что предложенный метод, опирающийся на модифицированную теорию полей сжатия, в недостаточной мере учитывает специфику сопротивления приопорной зоны элементов с короткими пролетами среза – схему передачи усилия непосредственно на опору через сжатый подкос. Однако, по сравнению с другими известными методами, предложенный метод показывает физический смысл явлений в приопорной зоне, является достаточно простым и обеспечивает необходимую точность расчетов.



## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. M. Król, W. Tur, A. Kondratczyk. Beton ekspansywny do stosowania w budownictwie. Katalog napraw i wzmocnień. Lublin-Brześć, 1997 – 101 s.
2. Кардумян Г.С., Басов В.С. Кондратчик А.А., Тур В.В. Напрягающий бетон в строительстве. Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сб. тр. междунар. научн.-практ. конф./ Под ред. Блещика Н.П.– Мн.: Технопринт, 2000 – с. 103–111.
3. Тур В. В. Самонапряженные сборно-монолитные железобетонные конструкции зданий и сооружений: Автореф. ... д. техн. наук: 05.23.01/БГПА, Минск., 1999. – 39 с.
4. Тур В.В., Кондратчик А.А., Малыха В.В. Применение деформационных методов при расчёте железобетонных конструкций, работающих на срез. Материалы междунар. науч.-практич. конф. Бетон и железобетон в третьем тысячелетии/ Ростовский ГСУ – Ростов-на-Дону.: 2000 – с. 330-345.
5. Тур В. В., Кондратчик А. А., Кондратчик Н. И. Применение метода ферменной аналогии при расчете на срез сборно-монолитных изгибаемых элементов. // Эффективные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений, современные технологии и материалы. Под ред. Мордича А. И. – Мн., редакция ж-ла "Тыздзень", 1998 – с. 92-98
6. Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И., Тур В.В. Деформационный расчет прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок.// Вестник БГТУ – Строительство и архитектура, 2001, №1 (7) – с. 15-19
7. Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. Расчет железобетонных конструкций на действие поперечной силы по СНБ 5.03.01-98./ Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: 6 –ой международный научн.-метод. Семинар Минск 17-20 декабря 2000 г./ Беларус. Политех. академия. – Минск, 2000 – 8 с.
8. Collins, M.P., Mitchell, D., Adegbar, P., and Vecchio, F.J. (1996). "General Shear Design Method." ACI St. J., v. 93, no.1, Jan.-Feb.1996, pp. 36-45.
9. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. – Брест: Изд. БГТУ, 2000 – 400 с.
10. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций/ Госстрой СССР – М.: Стройиздат, 1989 – 73 с.
11. Dąbrowski K. Nośność i rasoodporność strefy przypodporowej belek żelbetowych/ Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Warszawa., 1967 – s. 78-93.
12. Eurocode No 2 (1991): Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Commission of the European Communities, ENV 1992-1-1, Dec. 1991, p.253.
13. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций/ НИИСК Госстроя СССР (под ред. проф. А.Б. Голышева).– Киев; Будівельник; 1982 – 152 с.



УДК 624.014.27

## АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ УСИЛЕНИЯ СТОЕК НАПРЯГАЮЩИМ БЕТОНОМ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ Т-ОБРАЗНЫХ УЗЛОВ

*Лебедь В.А.*

*Брестский государственный технический университет*

История трубобетона насчитывает около ста лет. В этот период, благодаря интенсивным экспериментальным и теоретическим исследованиям, трубобетон находит широкое применение как в строительстве (мосты, фермы, арки, колонны, стойки каркасов, опоры ЛЭП), так в машиностроении. Экспериментальные и теоретические исследования трубобетона, эксплуатация конструкций и сооружений с элементами, выполненными в трубобетоне, позволили в настоящее время использовать достоинства и выявить недостатки данного материала.

Наблюдающиеся в трубобетонных элементах улучшенные физические характеристики возникли в результате благоприятного взаимного влияния железобетонного ядра и стальной оболочки. При проведении экспериментальных исследований отмечалось возникновение сложного взаимодействия между ядром и оболочкой. Данное явление возникает ввиду сдерживания стальной оболочкой трубы чрезмерных деформаций бетонного ядра, возникает так называемый «эффект обоймы» [1]. Бетон при этом находится в трёхосном напряженном состоянии, это и приводит к существенному увеличению прочностных характеристик для трубобетонного элемента по от-

ношению к испытанным отдельно поллой трубе и бетонному ядру (наибольший эффект достигается при осевом нагружении трубобетонного элемента). Следует отметить также благоприятное изменение работы бетона на растяжение в замкнутой полости стальной оболочки, данный факт был отмечен в работе Михайлова В.В. [2].

К достоинствам трубобетонных элементов, прежде всего, относят высокую прочность, вследствие работы бетонного ядра в условиях трёхосного напряженного состояния, повышенную жёсткость, пластичность в предельном состоянии, равноустойчивость, повышение местной устойчивости стенок труб, а также эстетичность, коррозионную стойкость, огнестойкость.

Говоря о недостатках, прежде всего, следует сделать упор на надёжность совместной работы стальной оболочки и бетонного ядра. В процессе работы трубобетонных элементов, вследствие разницы коэффициента Пуассона стали  $\nu_T = 0.33$  и коэффициента Пуассона бетона  $\approx 0.15-0.2$ , труба стремится расширяться под действием осевых напряжений в большей степени, чем ядро. Поскольку прочность прилипания бетонного ядра к оболочке менее прочности бетона на растяжение, происходит отрыв бетонного ядра от металлической оболочки [1]. Кроме того, эксплуатация конструкций с трубобетонными элементами показала, что совместность работы бетонного ядра и стальной оболочки может нарушаться вследствие реологических явлений протекающих в бетоне [3]. Помимо названных недостатков отмечается необходимость защиты наружной поверхности трубы от коррозии, возможность расслоения бетонной смеси при заполнении труб небольшого диаметра, повышенная стоимость труб, сложность стыковки трубобетонных элементов в узлах. Отмеченные недостатки требуют новых технологических и инженерных решений, позволивших снизить их влияние или устранить полностью.

Для предотвращения отставания стальной оболочки от бетонного ядра на ранних этапах работы, авторами [4], [5] было предложено заполнять полости стальных труб бетонами на напрягающих цементах, увеличивая надёжность работы элементов конструкций выполненных в трубобетоне. Экспериментальные изыскания и теоретические исследования данной проблемы отсутствуют, в подобном амплуа бетоны на напрягающих цементах выступают впервые. Известен лишь опыт американских ученых, предложивших применять бетоны на напрягающих цементах для тампонирования нефтяных скважин.

Достаточно детально процесс твердения бетона на напрягающих цементах рассмотрен в работах В.В. Тура [6]. Во время твердения бетона на на-

прягающем бетоне в стесненных условиях с увеличением объема активного этtringита при гидратации, в начальный период происходит образование микротрещин и разуплотнения структуры, которые в дальнейшем исчезают, «самозалечиваются». В итоге при расширении бетона в замкнутой полости отмечается увеличение плотности структуры бетона, а следовательно и его прочности. Силы расширения в бетонном ядре, ввиду их зависимости от высвобождающейся энергии химической реакции, могут достигать значительных величин. Тем не менее, давление бетона при его твердении зависит от прочности его структуры на смятие.

Однако, не смотря на существующие экспериментально-теоретические разработки и ведущиеся интенсивные исследования в этой области, имеются достаточно много неразрешенных вопросов. При заполнении напрягающим бетоном полости трубы его твердение происходит практически в герметично закрытом пространстве, без оттока и дополнительной подачи влаги. Поскольку в нормальных условиях технологически предусмотрено дополнительное увлажнение твердеющего массива, то возникает вопрос в достаточности изначально содержащейся влаги в бетоне для гидратации как силикатных материалов самого вяжущего, так и расширяющегося компонента. Кроме того контроль и прогноз преднапряжения в подобных условиях. Должно быть оценено снижение преднапряжения в результате реологических явлений протекающих в бетоне на протяжении всего периода его твердения. С этой целью были проведены экспериментальные исследования в лаборатории кафедры строительных конструкций и лаборатории преднапряженных конструкций.

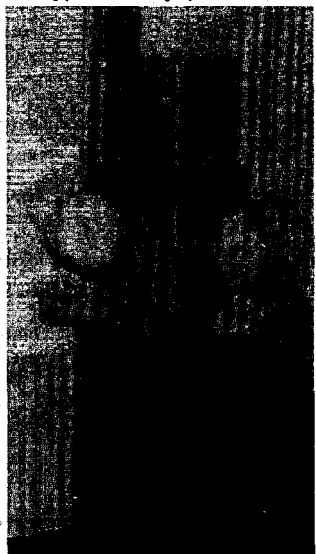
Была испытана серия образцов из 6 прямоугольных и круглых труб заполненных бетонами на напрягающих цементах (рис. 1). Для этого был изготовлен специальный стенд (рис. 2). Твердение бетона в трубе происходило в герметично закрытом пространстве, для этого сверху и снизу трубы крепились герметизирующие заглушки. Для качественного анализа эффекта увлажнения к одному из образцов сверху и снизу был осуществлен дополнительный доступ воды. Исследование напряженно-деформированного состояния стальной оболочки при твердении в ее полости напрягающего бетона в процессе эксперимента проводилось при помощи индикаторов часового типа с чувствительностью 0,001 мм и тензодатчиков с базой 10 мм.

Потери преднапряжения можно косвенно оценить по изменениям в деформациях стенки трубы (рис. 3). Таким образом, из-за реологических явлений протекающих в бетоне потери преднапряжения составили 35% для TP-2 и 12% для TP-3. В количественном отношении, вне зависимости от величин

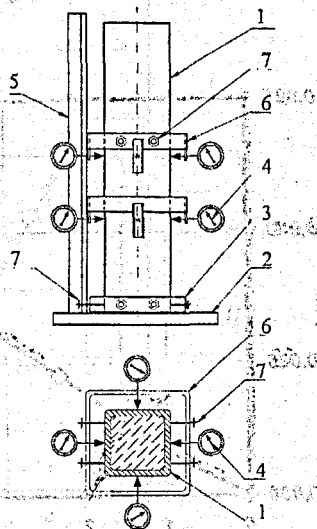
ны достигнутых деформаций стенок, потери преднапряжения примерно одинаковы для обоих образцов.

Более детальный анализ напряженно-деформированного состояния оболочки и бетонного ядра велся с привлечением численных методов – метода конечных элементов. Стальная оболочка была смоделирована пластинами, бетонное ядро – объемными конечными элементами, граничный слой – пластинами, эмитирующими сцепление стальной обоймы с бетонным ядром. Для вычисления эквивалентных напряжений при оценке напряженно-деформированного состояния материала стальной оболочки принята энергетическая теория Губера-Генки-Мизеса, для бетонного ядра – модифицированная теория Баландина-Гениева. Расчет созданной модели велся с учётом упругопластической работы материалов при помощи программного комплекса «МИРАЖ» [7].

Величины деформаций стенок трубы, полученные экспериментально, сопоставлялись с деформациями, полученными на модели, и производилась оценка уровня внутренних напряжений в бетонном ядре.

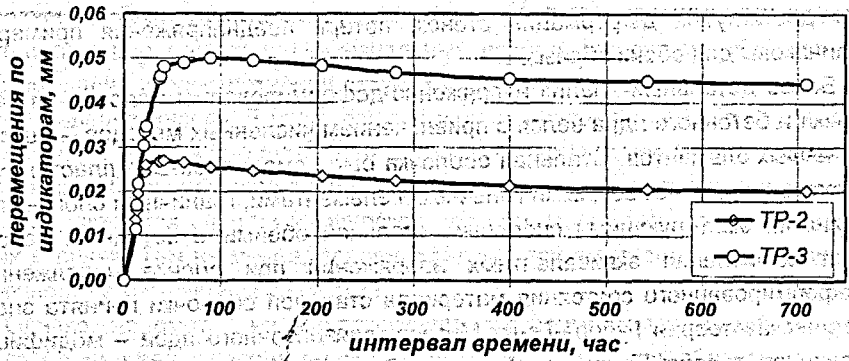


**Рис.1** Образец, закрепленный в стенде, во время испытаний.

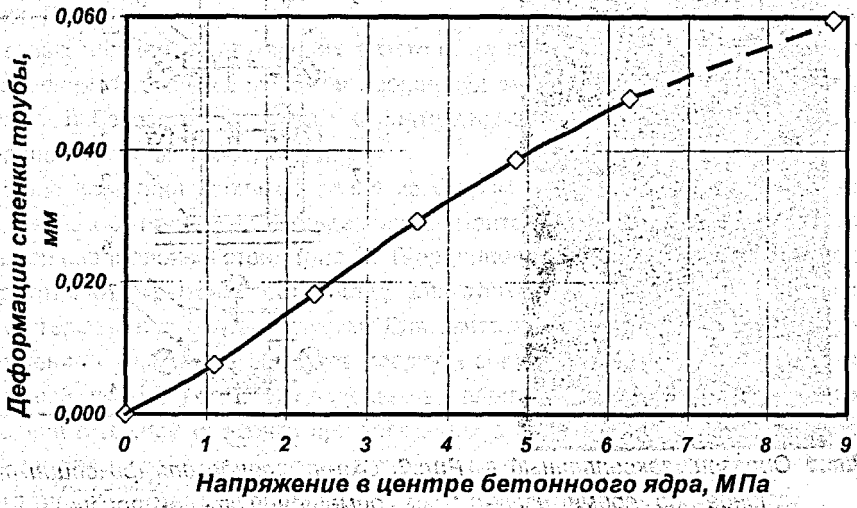


**Рис.2.** Схема стенда для фиксации перемещений стенок трубы:

- 1 – испытываемый образец; 2 – стальной лист; 3 – стальная обойма; 4 – индикаторы часового типа; 5 – уголок; 6 – рамка с креплениями под индикаторы; 7 – крепёжные болты.



**Рис.3.** Перемещения стенок труб в образцах TP-2, TP-3:  
 TP-2 – при твердении бетона в герметично закрытом пространстве;  
 TP-3 – при дополнительном увлажнении бетонного ядра.



**Рис. 4.** Зависимость величины деформации стенки трубы в центре грани от достигнутого напряжения в бетонном ядре.

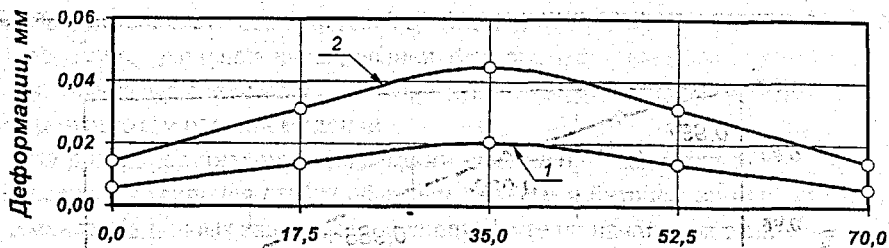


Рис.5. Деформации стенки трубы в сечении нормальном к образующей при уровне напряжений в бетонном ядре: 1 – 2.6 МПа, 2 – 5.7 МПа.

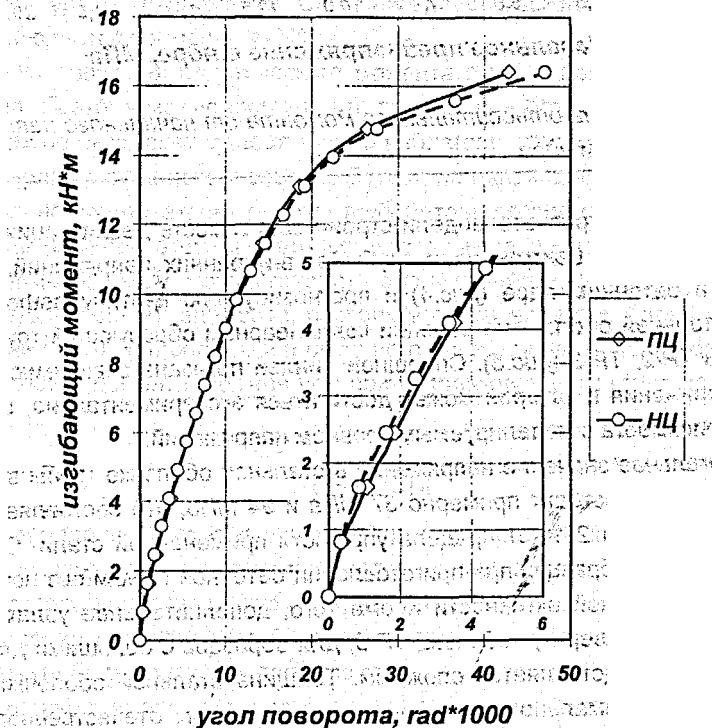


Рис. 6. Зависимость «момент-угол-поворота»: ПЦ – бетон на обычном портландцементе; НЦ – бетон на напрягающем цементе.

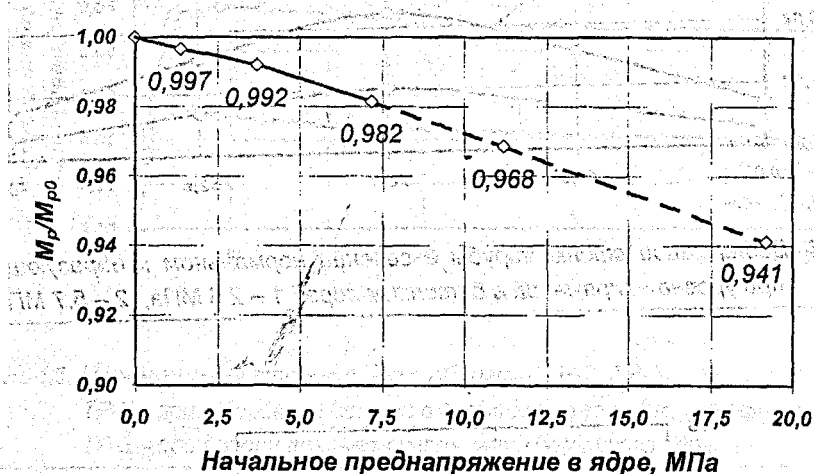


Рис.7. Зависимость относительного момента от начального напряжения в бетонном ядре.

По результатам расчета модели строим зависимость деформации стенки стальной трубы в центре грани трубы от внутренних напряжений, действующих в бетонном ядре (рис.4) и прогнозируемую картину деформаций стенки стальной оболочки в сечении коллинеарном образующей трубы для образцов TP-2, TP-3 (рис.5). Сплошной линией показана зависимость, уровень напряжения в которой может достигаться экспериментально, штриховой – зависимость с моделируемым уровнем напряжений.

Максимальное значение напряжений в стальной оболочке трубы в образцах TP-2, TP-3 составят примерно 37 МПа и 94 МПа, что составляет соответственно 11% и 28% от предела упругости примененной стали. Следует отметить, что в образцах при приготовлении бетонной смеси был использован цемент высокой активности. Кроме того, дополнительное увлажнение, которому был подвергнут образец TP-3, для образцов с большими длинами осуществить представляется сложным. Толщина стальной оболочки в образцах 3 мм, минимально возможная для выпускаемого отечественного проката для строительной индустрии. Таким образом, исходя из результатов расчета модели, достигаемый уровень напряжений в оболочке при твердении в ее полости бетона на напрягающем цементе не является критическим.



Представляется необходимым оценить изменение прочности и жесткости Т-образного узла при варьировании фактором внутреннего преднапряжения, используя средства численных методов. Данные зависимости выводим по результатам расчета моделей.

На рис.6 представлены зависимости «момент – угол поворота» с моделированием усиления стойки обычным бетоном и бетоном на напрягающем цементе. Из данных зависимостей следует, что на начальных этапах работы узла усиление стоек бетонами на напрягающих цементах ведет к незначительному повышению жесткости, порядка 2-3%. Однако одновременно применение бетонов на напрягающих цементах сказывается неблагоприятно на работе узла, понижая пластический момент (рис.7). На рис.7 сплошной линией показана зависимость, в которой уровень напряжения может быть достигнут экспериментально, штриховая линия свидетельствует лишь о моделируемом уровне напряжений. Снижение пластического момента на моделях наблюдается примерно 1-2%.

Эффект снижения пластического момента в узле, полученный на моделях, мал. Поэтому можно считать, что применение бетонов на напрягающих цементах не оказывает существенного неблагоприятного влияния на работу узла. Наряду с этим использование бетона на напрягающем цементе позволяет уже на ранних этапах работы труботонного элемента задействовать бетонное ядро, об этом свидетельствует повышение начальной жесткости узла. Таким образом, можно говорить о повышении надежности работы самого труботонного элемента, поскольку обеспечивается более надежное сцепление стальной оболочки и бетонного ядра при применении бетонов на напрягающем цементе, нежели чем при использовании бетонов на обычных цементах.

## ВЫВОДЫ

1. При твердении бетона в замкнутой полости расширяющийся компонент не прогидратировал полностью, потенциал по самонапряжению системы не исчерпан (по отношению к твердению бетона в нормальных условиях).
2. Твердение напрягающего бетона в замкнутой полости трубы позволяет получить более плотную, прочную структуру бетона.
3. Реологические явления, протекающие в бетоне при его твердении в герметично закрытой полости трубы, не исчерпывают первоначально достигнутое преднапряжение.

4. Благодаря эффекту предварительного напряжения обеспечивается надежное сцепление бетонного ядра со стальной оболочкой трубы, тем самым повышается надежность работы самих трубобетонных элементов.
5. Достижимый уровень напряжений в оболочке при твердении в ее полости бетона на напрягающем цементе не является критическим.
6. Применение бетонов на напрягающих цементах не оказывает существенного неблагоприятного влияния на работу узлов, при усилении стоек напрягающими бетонами.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. — Мн.: «Высшая школа», 1977. — 95с.
2. Михайлов В.В. Растяжимость бетона в условиях свободных и связанных деформациях. — Отдельный оттиск из «Трудов» совещания по теории технологии бетонов. Ереван: Изд. АН Армянской ССР, 1956. — 121 с.
3. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. — М.: Стройиздат, 1974. — 144с.
4. Мухин А.В., Зинкевич И.И. Усиление бетонами на напрягающих цементах конструкций из прямоугольных стальных труб. — Теория и практика металлических конструкций: Международная конференция. Сборник трудов, т2, Донецк — Макеевка — 1997. - 178с.
5. Лебедь В.А. К проблеме усиления труб бетоном на напрягающем цементе. — Могилёв: Материалы международной научно-технической конференции. «Новые конкурентоспособные и прогрессивные технологии, машины и механизмы в условиях современного рынка». Могилёвский машиностроительный институт. — 2000. — С. 331.
6. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. - Брест: Изд. БПИ, 1998. - 246 с.
7. Городетский А.С., Евзеров И.Д. и др. Руководство пользователя. Программный комплекс «Мираж» расчет конструкций на прочность. Киев 1994. НИИАСС Научно-исследовательский институт автоматизированных систем в строительстве Госкомградостроительства Украины.



УДК 624.012.45.01

Образцов О.Л.

## САМОНАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Образцов О.Л. – аспирант кафедры «Бетонные и железобетонные конструкции» Брестского государственного технического университета

**Образцов О.Л.** – аспирант кафедры «Бетонные и железобетонные конструкции» Брестского государственного технического университета

*Брестский государственный технический университет*

### ВВЕДЕНИЕ

Несмотря на то, что в последнее десятилетие развитие строительных технологий привело к созданию материалов нового поколения (т. н. "high strength concrete"), характеризующихся высокой прочностью при сжатии, бетон по-прежнему остается искусственным камнем со всеми присущими ему недостатками [3]. В первую очередь к ним следует отнести: неадекватный рост прочности при сжатии и растяжении; длительные явления (усадка и ползучесть). Эффективным методом, повышающим эксплуатационные характеристики конструкции, является предварительное напряжение. В настоящее время традиционные способы создания предварительного напряжения продолжают развиваться и совершенствоваться. Одним из новых способов предварительного напряжения железобетонных конструкций следует считать, т. н. физико-химический способ, связанный с применением напрягающего бетона [1]. По определению, приведенному в [3] напрягающий бетон (self-stressing concrete) – это бетон на основе минерального вяжущего вещества, показывающий в стесненных условиях управляемое увеличение объема, приводящее к его самоупрочнению. Экспериментально-



настоящей статье представлены результаты постановочных исследований, выполненных на комбинированно предварительно напрягаемых балках.

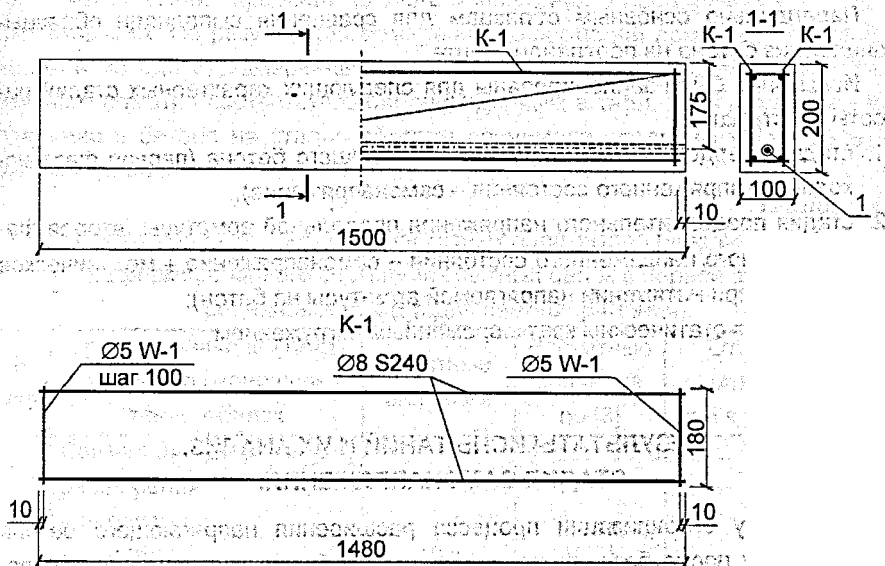


Рис. 1. Конструкция и армирование опытных балок  
1 - арматура без сцепления с бетоном (Ø12 A600)

### МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Постановочные исследования выполняли на опытных образцах-балках прямоугольного сечения, конструкция и армирование которых показано на рис. 1. Для изготовления самонапряженных балок применяли напрягающий бетон на основе напрягающего цемента со стандартными характеристиками: самонапряжение –  $2,5 \text{ Н/мм}^2$ ; свободное расширение –  $0,75 \%$ ; прочность при сжатии в возрасте 28 суток –  $57 \text{ Н/мм}^2$ . Расход составляющих для приготовления бетонной смеси на основе напрягающего цемента на  $1 \text{ м}^3$  в сухом состоянии был принят следующий: напрягающий цемент – 480 кг; песок с модулем крупности  $M_k = 2,4$  – 713 кг; щебень гранитный фракции 5.20 мм – 1036 кг; вода – 187 л. Для повышения удобоукладываемости бетонной смеси применяли суперпластификатор С-3 в количестве  $0,5 \%$  от массы цемента, что позволило получить осадку стандартного конуса равной 5,5 см.

К моменту предварительного напряжения продольной арматуры, напрягающий бетон балок характеризовался самоупругием в стандартных условиях согласно [2] ( $\rho_1=1\%$ ) –  $0,85 \text{ Н/мм}^2$ .

Параллельно основным образцам для сравнения выполняли образцы-аналоги из бетона на портландцементе.

Испытания были запланированы для следующих характерных стадий работы конструкции:

1. стадии твердения и расширения напрягающего бетона (первая фаза исходного напряженного состояния – самоупругие);
2. стадия предварительного напряжения продольной арматуры (вторая фаза исходного напряженного состояния – самоупругие + механическое обжатие при натяжении напрягаемой арматуры на бетон);
3. испытания статическим кратковременным нагружением.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ И ИХ АНАЛИЗ. СТАДИЯ САМУПРУГИЯ.

К моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона (10..14 суток после бетонирования) опытные образцы по измеренным связанным деформациям продольной и поперечной арматуры (табл. 1) характеризовались самоупругием:

– в продольном направлении  $\sigma_{сЕ,Х} = 0,92 \text{ Н/мм}^2$ ;

– в поперечном направлении  $\sigma_{сЕ,У} = 0,80 \text{ Н/мм}^2$ .

В силу того, что как в поперечном, так и продольном направлении предусматривалось симметричное размещение ограничивающей арматуры (рис. 1) принимали равномерное распределение самоупругия по высоте сечения балок. Вместе с тем, в некоторых из опытных балок наблюдали незначительный выгиб в процессе расширения (см. табл. 1), что было связано, главным образом, с отклонениями при их изготовлении, в частности при размещении каркасов. Полученные опытным путем значения деформаций и самоупругий сравнили с теоретическими значениями, рассчитанными по работам [2,3]. Сопоставление опытных и расчетных результатов представлено в табл. 1.

Таким образом, на стадии расширения напрягающего бетона удалось реализовать первую фазу предварительного напряжения – самоупругие балок.

## СТАДИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Распределение напряжений в бетоне балок на стадии обжатия определяли с учетом усилия предварительного напряжения в продольных напрягаемых стержнях. По результатам измерений деформаций арматуры при натяжении и исходя из замеренных выгибов опытных балок усилия предварительного обжатия соответствовали приведенным в табл. 2. При расчете напряжений в бетоне на стадии обжатия принимали среднее из полученных величин усилий.

Таблица 1.

Сопоставление опытных и расчетных параметров напряженно-деформированного состояния опытных балок в первой фазе преднапряжения (стадия самоупругивания)

N n/p	Средние значения показателей по серии испытанных балок	Опытные значения	Расчетные значения по [3]	Отношение опытных значений к расчетным
1.	Связанная деформация расширения			
	– продольная $\epsilon_{се,x} \times 10^5$	40,1	43,75	0,916
	– поперечная $\epsilon_{се,y} \times 10^5$	64,7	85,42	0,757
2.	Самоупругивание, Н/мм <sup>2</sup>			
	– продольное $\sigma_{се,x}$	0,92	0,96	0,958
	– поперечное $\sigma_{се,y}$	0,80	0,82	0,957
3.	Выгиб, $f \times 10^{-2}$	+4		

Значение напряжений обжатия бетона на уровне нижней (наиболее растянутой при нагружении) и верхней (сжатой) граней опытных балок приведены в табл. 3, а их распределение по высоте сечения на рис. 2 и 3.

Таким образом, к моменту приложения кратковременной статической нагрузки в сечениях опытных балок, выполненных из напрягающего бетона имело место суммарное напряженное состояние, показанное на рис. 2, в то время как балки-аналоги из бетона на портландцементе имели напряжения, вызванные только усилием предварительного обжатия (рис. 3).

Начальные напряжения в ненапрягаемой арматуре опытных балок к моменту нагружения составляли:

– для самоупругиванных балок:

$$\sigma_{s,d} = \left( \epsilon_{sp,CE} \mp \frac{\sigma_{cp,d}}{E_c} \right) \cdot E_s \quad (1)$$

$$\sigma_{s,t} = \left( \epsilon_{sp,CE} \mp \frac{\sigma_{cp,t}}{E_c} \right) \cdot E_s$$

где  $\epsilon_{sp,CE}$  — начальные деформации арматуры на стадии расширения,  
 $E_c, E_s$  — соответственно начальный модуль упругости бетона и модуль упругости ненапрягаемой арматуры;  
 — для балок-аналогов из бетона на портландцементе:

$$\sigma_{s,d} = \mp \frac{\sigma_{cp,d}}{E_c} \cdot E_s = \alpha \sigma_{cp,d} \quad (2)$$

$$\sigma_{s,t} = \mp \frac{\sigma_{cp,t}}{E_c} \cdot E_s = \alpha \sigma_{cp,t}$$

Таблица 2.

Опытные значения усилия предварительного обжатия

Обозначение балки	Усилие в рабочей арматуре, кН (после релаксации) при $\sigma_{sp}=0,75\sigma_{0,2}$ арматуры		
	по зафиксированным деформациям $N_{sp} = \epsilon_{sp} \cdot A_{sp} \cdot E_{sp}$	по величине выгиба*	Среднее значение
БНЦ-1	57,50	91,00	74,25
БНЦ-2	59,00	91,00	75,00
БНЦ-3	30,80	30,00	30,40
БПЦ-1	56,00	94,00	75,00
БПЦ-2	63,00	86,00	74,50

Примечание: Величина усилия предварительного обжатия определена по формуле:

$$N_{sp,o} = \frac{8 \cdot B \cdot f_{o,p}}{e_{op} \cdot l^2} \quad (3)$$

где  $B$  — изгибная жесткость сечения опытных балок, фактическое значение которых устанавливали по результатам статического нагружения (табл. 4);

$f_{o,p}$  — начальный выгиб балки от усилия обжатия;

$e_{op}$  — эксцентриситет обжимающего усилия, относительно ц.т. приведенного сечения опытных балок (рис. 2)



Значения начальных напряжений в арматуре показаны на рис. 2, 3.

Следует отметить, что полученное распределение суммарных напряжений в самоупроченных балках на НЦ от самоупрочения и механического обжатия может быть представлено некоторым заменяющим усилием:

$$N_{sp,m} = N_{CE} + N_{sp,m}, \quad (4)$$

приложенным с новым эксцентриситетом относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{op} = \frac{N_{sp,m} \cdot e_{op} + N_{CE} \cdot e_{CE}}{N_{sp,m}}, \quad (5)$$

где  $e_{CE}$  – эксцентриситет усиления самоупрочения относительно центра тяжести приведенного сечения.

Знак "плюс" принимают, когда направления моментов от усилия механического обжатия и самоупрочения совпадают.

Таблица 3.

Значения напряжений в бетоне опытных балок от действия усилия предварительного обжатия

Обозначение балки	Усилие предварительного обжатия $N_{sp,m}$	Напряжения в бетоне $\sigma_{cp(i)}$ , Мпа	
		нижняя грань сечения $\sigma_{cp,d}$	верхняя грань сечения $\sigma_{cp,t}$
БНЦ-1	74,2	9,8	-3,4
БНЦ-2	75	9,86	-3,5
БНЦ-3	30,4	4,0	-1,4
БПЦ-1	75	9,78	-2,9
БПЦ-2	74,5	9,71	-2,88

Из результатов опытных измерений следует, что к моменту приложения внешней статической нагрузки самоупроченные балки имели отличное от традиционных балок-аналогов распределение напряжений в бетоне. При этом начальные самоупрочения на наиболее растянутой при нагружении грани сечения составляли до 15% от напряжений, вызванных обжатием преднапряженной арматурой без сцепления с бетоном.

### СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

Статические испытания выполняли двумя сосредоточенными силами приложенными в пролете согласно схемы, приведенной на рисунке 5. Результаты статических испытаний опытных балок представлены в табл. 4, 5, распределение продольных деформаций по высоте сечения на рис. 4, прогибов на рис. 5.

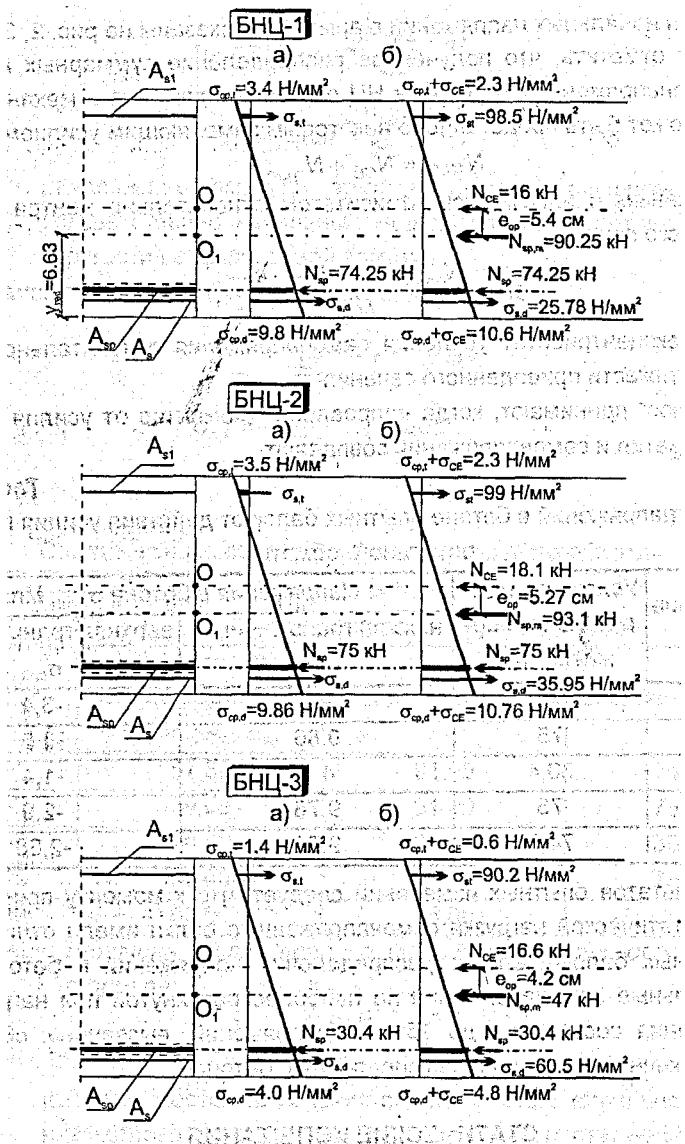


Рис. 2. Распределение напряжений в нормальном сечении самонапряженных балок перед статическими испытаниями (с учетом релаксации)  
 (а) - от усилия обжатия;  
 (б) - суммарная, с учетом самонапряжения.  
 Усилия - в кН, напряжения - в Н/мм

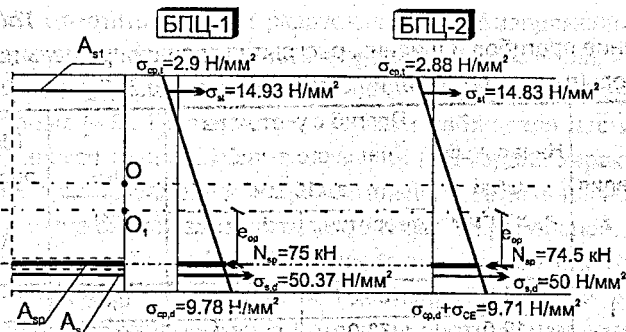


Рис.3. Распределение напряжений обжатия в нормальных сечениях балок-аналогов. Усилия в кН, напряжения в Н/мм<sup>2</sup>

Таблица 4.

Момент образования трещин и сопоставление предельных нагрузок по испытаниям опытных балок с теоретическими значениями

Обозначение балок	Серия	Момент образования трещин, $M_{cr}$ , кНм			Предельная нагрузка $P_u$ , кН			Характер разрушения
		теорет. $M_{cr,th}$	фактич. $M_{cr,f}$	$\frac{M_{cr,th}}{M_{cr,f}}$	теорет. $P_{u,th}$	фактич. $P_{u,f}$	$\frac{P_{u,th}}{P_{u,f}}$	
БПЦ-1	I	12,0	13,15	0,91	150	144	1,04	по нормальному сечению
БНЦ-2		14,0	15,0	0,93		148	1,01	
БПЦ-2	II	12,0	15,05	0,80	110	108	1,02	в зоне чистого изгиба
БНЦ-1		14,0	16,6	0,84		100	1,10	

Примечание: <sup>1)</sup> теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений

Как следует из результатов измерений на начальных этапах нагружения и вплоть до появления первых трещин, опытные балки демонстрировали типичное поведение предварительно-напряженной конструкции. По мере возрастания нагрузки наблюдалось вращение эпюры деформаций (см. рис. 4) около точки, примерно соответствующей положению центра тяжести приведенного сечения. После образования первой трещины высота сжатой зоны резко сокращалась, нейтральная ось смещалась к наиболее сжатой грани. При этом наблюдали раскрытие нормальных трещин.

Таблица 5.

Сопоставление прогибов и ширины раскрытия трещин при испытаниях опытных балок (стадия эксплуатации  $P=0,65P_u$ )

Обозначение балок	Серия	Начальный выгиб $a_{op} \times 10^2$ мм	Прогиб с учетом начального выгиба, $a_k \times 10^2$ мм		$a_{k,th}$	Ширина раскрытия трещин $W_k$ , мм
			теоретич.	фактич.		
			$a_{k,th}$	$a_{k,f}$		
БПЦ-1	I	11,0	105,5 <sup>1)</sup>	114,0	0,92	0,2
БНЦ-2		12,0	73,0	68,0	1,07	0,3
БПЦ-2	II	14,0	68,0	61,0	1,10	1,5
БНЦ-1		12,0	48,5	25,5	1,90	0,2

Примечание: <sup>1)</sup> теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений

Для балки БПЦ-1 появление первой нормальной трещины с шириной раскрытия  $W_{kf}=0,2$  мм наблюдали при нагрузке 87,7 кН, что составляло 60% от предельной. Трещина лавинообразно развивалась по высоте сечения, ее длина после возникновения составляла 90 мм. По мере приложения нагрузки наблюдали раскрытие образовавшейся трещины и появление новой. Число трещин в пролете зоны чистого изгиба оставалось постоянным вплоть до наступления предельного состояния по прочности. Величина предельного усилия на прессе составила 144 кН. Разрушение балки произошло при раздавливании бетона сжатой зоны.

При испытании самонапряженной балки БНЦ-2 с аналогичным пролетом среза появление первой трещины шириной раскрытия  $W_k=0,2$  мм регистрировали при нагрузке составлявшей 100 кН (или 67% от предельной). Таким образом, трещиностойкость нормального сечения самонапряженной балки оказалась на 13% выше, чем балки-аналога. Повышенная трещиностойкость оказала влияние и на жесткость нормального сечения. Так, прогибы самонапряженных балок при нагрузке, составлявшей  $0,65 P_u$ , были ниже, чем у балок-аналогов на 36% (см. рис. 5; табл. 5). Вместе с тем, значение предельных нагрузок, как для балки БПЦ так и БНЦ, оказались примерно одинаковыми ( $\frac{148}{144} = 1,027$ , см табл. 4). Разрушение опытных балок этой серии, как и в первом случае, произошло в результате достижения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны.

Следует отметить, что при разрушении балок напряжения в продольной напрягаемой арматуре не достигали предельных значений, что является характерным для предельного состояния конструкций без сцепления арматуры с бетоном [4,5]. После снятия нагрузки наблюдали частичное закрытие образовавшихся трещин. Вместе с тем, не наблюдали характерного для таких балок ярко выраженного горизонтального ветвления нормальных трещин на границе сжатой зоны в стадии, близкой к предельной.

При испытании балки БНЦ-1 образование нормальных трещин шириной раскрытия  $W_k=0,3$  мм наблюдали при нагрузке, равной 83,0 кН. Балка-аналог, БПЦ-2, выполненная из бетона на портландцементе получила первые трещины при нагрузке 75,3 кН, или на 9,3% меньше, чем самонапряженная балка. При этом прогибы самонапряженной балки при уровне нагружения  $0,65 R_u$  оказались значительно меньшими, чем у балок-аналогов. Как и в случае балок первой серии, величины предельных нагрузок при испытаниях как самонапряженных, так и традиционных балок оказались примерно равными ( $\frac{108}{100} = 1,08$ , см. табл. 4).

Следует обратить внимание на то обстоятельство, что не смотря на относительно короткие пролеты среза ( $a/d < 2$ ) при испытаниях опытных балок не регистрировали появления наклонных трещин. Это, некоторым образом, подтверждает вывод, сделанный в работе Л. В. Образцова [4] о том, что в таких конструкциях наблюдается снижение величины главных растягивающих напряжений, а с другой – повышение трещиностойкости наклонных сечений.

При испытании балок серии I (БНЦ-1, БПЦ-2) наблюдали резкое раскрытие магистральной трещины нормального отрыва, ширина которой сразу же после образования превышала  $W_k \geq 3$  мм. Это явилось следствием того, что с одной стороны, ненапрягаемая арматура (при этом значении момента  $M_u$  от 13 до 16 кНм) достигла физического предела текучести, а с другой - наблюдалось проскальзывание напрягаемой арматуры в цанговом зажиме. В конструкциях, где проскальзывания арматуры в анкерном устройстве не наблюдали, развитие трещин не было столь внезапно. При этом в процессе нагружения возрастало количество трещин на длине балки, что свидетельствовало о более продолжительном периоде работы ненапряженной арматуры, распределявшей растягивающие напряжения по длине растянутой зоны.

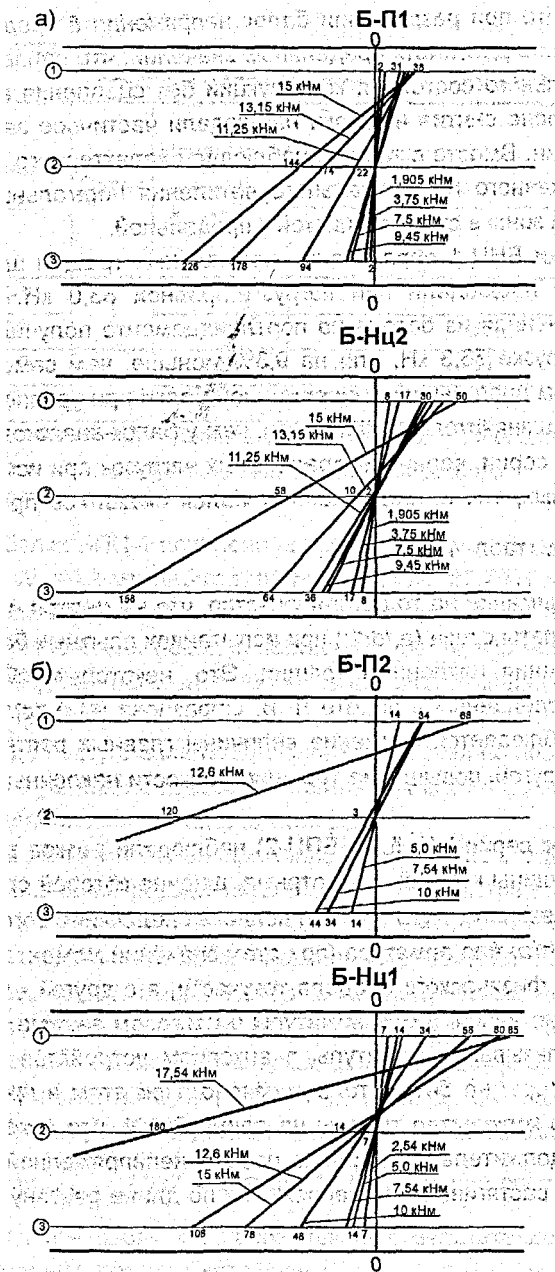


Рис. 4. Распределение продольных деформаций ( $\epsilon \times 10^{-5}$ ) по высоте балки.  
 а) для балок 1-й серии  
 б) для балок 2-й серии

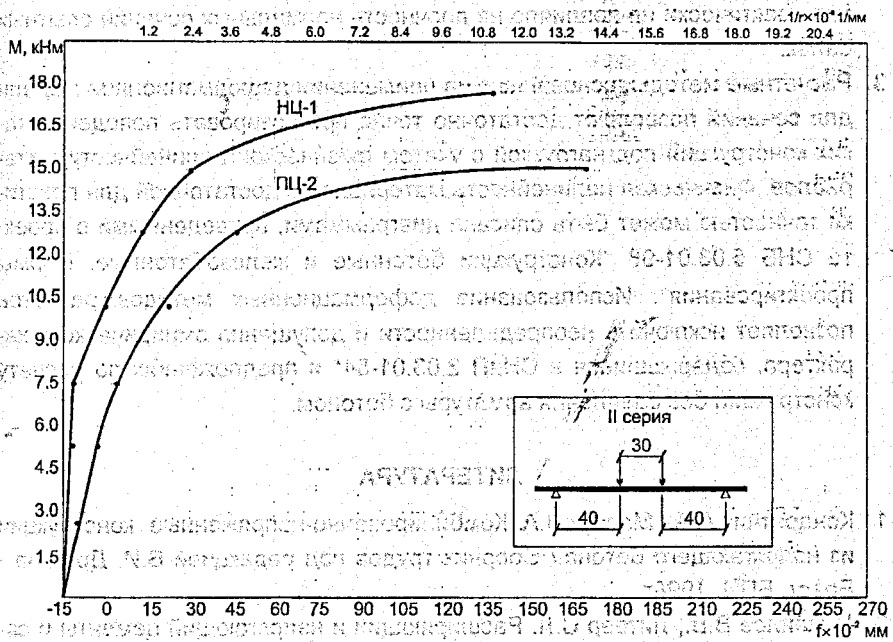
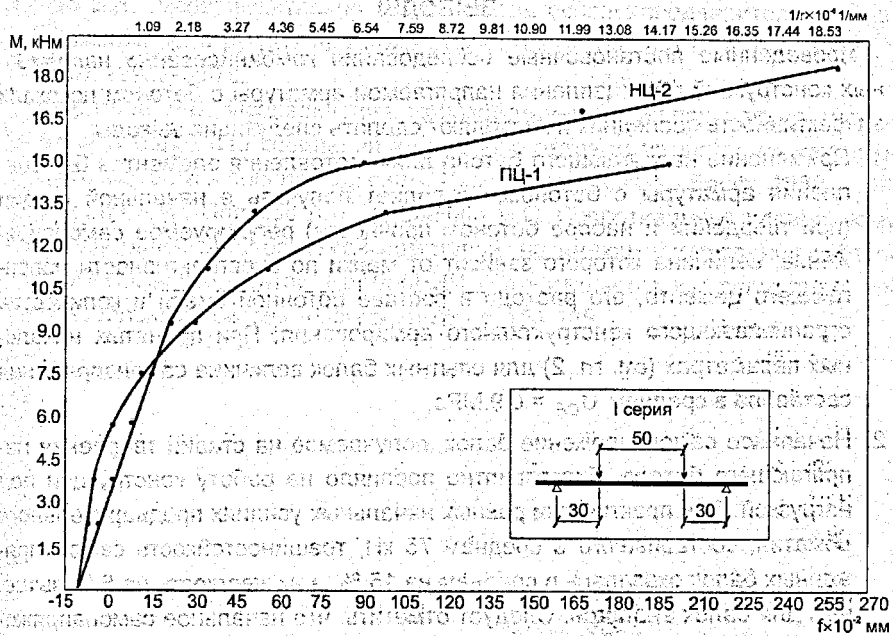


Рис. 5. Прогiby опытных балок

## ВЫВОДЫ

Проведенные постановочные исследования комбинированно напряженных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном показали эффективность последних и позволяют сделать следующие выводы:

1. Применение напрягающего бетона для изготовления элементов без сцепления арматуры с бетоном, позволяет получить в начальной стадии (при твердении и наборе бетоном прочности) регулируемое самонапряжение, величина которого зависит от марки по энергоактивности напрягающего цемента, его расхода в составе бетонной смеси и количества ограничивающего конструктивного армирования. При принятых начальных параметрах (см. гл. 2) для опытных балок величина самонапряжения составила в среднем  $\sigma_{CE} = 0,9 \text{ МПа}$ .
2. Начальное самонапряжение балок, получаемое на стадии твердения напрягающего бетона, благоприятно повлияло на работу конструкции под нагрузкой. При практически равных начальных усилиях предварительного обжатия, составившего в среднем 75 кН, трещиностойкость самонапряженных балок оказалась в среднем на 15 %, а их жесткость на 5 % выше, чем для балок аналогов. Следует отметить, что начальное самонапряжение практически не повлияло на прочность нормальных сечений опытных балок.
3. Расчетные методы, основанные на применении деформационной модели для сечений позволяют достаточно точно прогнозировать поведение таких конструкций под нагрузкой с учетом физической нелинейности материалов. Физическая нелинейность материалов с достаточной для практики точностью может быть описана диаграммами, приведенными в проекте СНБ 5.03.01-98 "Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования". Использование деформационных методов расчетов позволяет исключить неопределенности и допущения эмпирического характера, содержащиеся в СНиП 2.03.01-84\* и предложениях по расчету конструкций без сцепления арматуры с бетоном.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Кондратчик А.А., Марчук В.А. Комбинированно-напряженные конструкции из напрягающего бетона. / Сборник трудов под редакцией В.И. Драгана - Брест, БПИ, 1998г.
2. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющий и напрягающий цементы и самонапряженные конструкции - М. - Стройиздат., 1975. - 387с.



3. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона - Брест, - БПИ. 1998. - 287с.
4. Образцов Л.В. Исследование железобетонных предварительно напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном на действие изгибающего момента и поперечной силы: Дис. Канд.техн.наук - Брест, 1980.
5. Мордич А.И., Поляков А.Л., Левашова Н.Б. Сопротивление поперечному изгибу балок с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном./ Сб. научн. статей, БелДорНИИ «Строительство и эксплуатация автомобильных мостов», - Минск, 1986 - с. 154-165.



УДК 693.542.52

## НОВЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ВЫПОЛНЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СОСТАВОВ НА ОСНОВЕ НАПРЯГАЮЩЕГО ЦЕМЕНТА

*Ковалев О.А., Савко В.И., Кондратчик А.А.*

*Брестский государственный технический университет*

Повышение качества строительных работ при возведении сооружений и их реконструкции следует ожидать при использовании как новых материалов, так и высокопроизводительных технологий. В данной статье рассматриваются вопросы актуальности применения на практике отечественных импортозамещающих материалов и новых технологий при реконструкции объектов мемориального комплекса «Брестская крепость - герой», применяемых белорусской фирмой «Аркос».

### 1. ИСХОДНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

Начиная с 1995 года в РБ начал складываться рынок строительных материалов. Появилось много материалов зарубежного производства. Стоимость этих материалов большая, поэтому закономерно поставить вопрос – а есть ли материалы отечественного производства, способные их заменить.

Одновременно следует отметить, что использование специальных материалов требует выполнения целого комплекса подготовительных работ и

*Ковалев О.А. – студент IV курса строительного факультета БГТУ*

*Савко В.И. – студент IV курса строительного факультета БГТУ*

*Кондратчик А.А. – к.т.н., профессор каф. СК БГТУ*

использования современных высокопроизводительных методов производства работ.

Использование специальных материалов и современных технологий позволяет не только добиться высокого качества, но и снизить стоимость работ, поскольку согласно СНБ 1.01.03-97 "Всеобщее руководство качеством в строительстве. Основные положения" (раздел 7) в республике вводится тендерная система (система подрядных торгов) в строительстве. В этом случае заказчик выбирает исполнителя работ, руководствуясь не только качеством и стоимостью, но и итоговой продолжительностью.

В помещениях южных казарм Брестской крепости планируется после реконструкции разместить областную картинную галерею (рис. 1).



Рис. 1

При обследовании установлено, что кирпичные своды и стены требуют ремонта. В частности, наблюдается разрушение кирпичных сводов: раствор кладки имеет нулевую прочность, отдельные камни потеряли связь с кладкой, зафиксировано их выпадение и провисание кладки. Разработан проект восстановления сводов включавший следующие работы: выжимание сводов в проектное положение; закрепление поверхности кладки слоем цементно-песчаного раствора, наносимого методом торкретирования; укрепление кладки инъецированием с использованием расширяющегося состава.

Металло-кирпичное перекрытие над первым этажом решено усилить, совместив усиление с устройством бесшовной железобетонной плиты – основания под наливные полы.

Восстановление здания гарнизонной церкви требует выполнения работ по очистке каменной кладки от штукатурки, копоти и возвращению первоначальной поверхности (по чистоте) камней (рис. 2). Выполнение этих работ отличается трудоемкостью, поэтому использовали пескоструйный метод очистки.

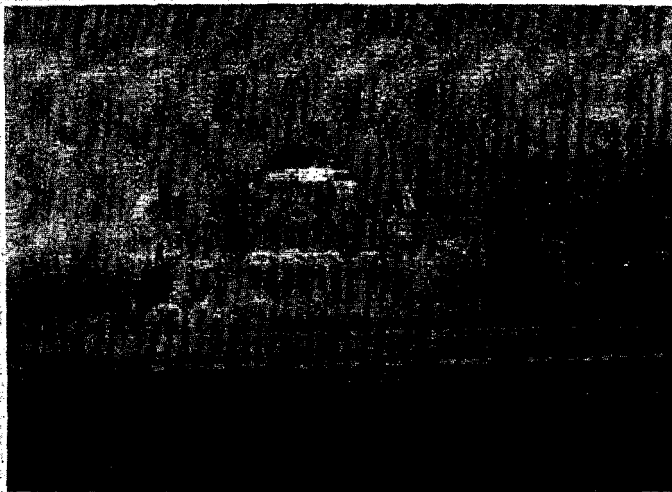


Рис. 2

## 2. МЕТОД ПЕСКОСТРУЙНОЙ ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТИ

Для создания высококачественной поверхности – основания для нанесения ремонтного состава использовали метод пескоструйной обработки – метод механического (абразивного) воздействия на слабый материал низкой прочности по поверхности. Работы проводились с использованием аппарата TORBO 200V. В качестве рабочей смеси применяли состав из песка (80%) и воды (20%).

Использованное оборудование имело следующие показатели:

- объем расходного бака для рабочей смеси – 200 л;
- бесперебойная работа при расходе рабочей смеси 3 л/мин составляет 65 мин;
- рабочее давление от 2 до 12 атмосфер создается компрессором (рис. 3) в зависимости от степени требуемого механического воздействия на материал;
- управление аппаратом производится при помощи системы электромагнитных клапанов;

- перемещение рабочей смеси от накопителя обеспечивается по горизонтали до 120 м, а по вертикали до 60 м;
- регулирование "факела" рабочей смеси на выходе из сопла диаметром 6-16 мм производится рабочим устройством на стволе изменением интенсивности подачи рабочей смеси и сжатого воздуха;



Рис. 3

Учитывая специфику работы, к работе допускались рабочие, имеющие соответствующую квалификацию и спец. одежду, прошедшие инструктаж по технике безопасности.

Качество очистки кирпичных стен и кирпичных сводов перекрытия помещения подвальной части гарнизонной церкви позволило отказаться от последующего нанесения на их поверхность штукатурных составов, а использовать бесцветные лаковые составы, не скрывающие полученную цветовую гамму и структуру поверхности кирпичной кладки.

### 3. НАНЕСЕНИЕ ПОКРЫТИЙ МЕТОДОМ ТОРКРЕТИРОВАНИЯ

Метод торкретирования весьма эффективен при ремонте бетонных и железобетонных конструкций, укреплении каменной кладки, устройстве огнезащитных покрытий, замоноличивании стыков и т. д. Торкретбетон не является специальным видом бетона по составу, однако способ укладки позволяет получить повышенные характеристики бетона по водонепроницаемости, морозостойкости и адгезии к поверхности основания. Однако при использовании "мокрого" способа торкретирования, в результате испарения избыточной влаги, взятой при затворении бетонной смеси, образуются усачные трещины и ориентированные капиллярные поры. Применение рабочего состава с использованием расширяющегося вяжущего – напрягающего цемента значительно изменяет структуру и характер порового пространства.

Для первичного закрепления каменной выжатого с помощью гидродомкрата кирпичного свода использовался торкретбетон, наносимый при помощи установки СО 150А имеющей следующие характеристики: производительность 0,4-0,8 м<sup>3</sup>/час, номинальная мощность 1,5-1,9 кВт, максимальное рабочее давление 2,0 МПа.

Использование данного способа нанесения ремонтного состава позволило качественно заполнить растворные швы и создать плотную оболочку по поверхности свода, а расширение состава – создать напряженное состояние и включить в совместную работу отдельные камни свода.

### 4. ЗАКРЕПЛЕНИЕ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ МЕТОДОМ ИНЪЕЦИРОВАНИЯ

Сечение разрушенных каменных сводов перекрытия над вторым этажом восстанавливалось посредством укладки кирпичей, выжимания поверхности свода в проектное положение, торкретирования нижней поверхности свода и инъецирования каменного свода (заполнение внутреннего сечения кладки рабочим составом под давлением). Торкретирование нижней поверхности кирпичных сводов позволило создать плотный слой по низу свода, который далее ограничивал вытекание ремонтного состава. Через этот слой в кирпичную кладку по паккерам под давлением нагнеталась рабочая смесь на расширяющемся вяжущем. Расширение ремонтного состава позволило создать плотную структуру кладки.

Паккеры устанавливали с определенным шагом, производили их продувку и подавали рабочую смесь под давлением. Для создания давления и нагнетания состава использовали агрегат СО – 203 имеющий следующие характеристики: производительность – 0,15 м<sup>3</sup>/час, рабочее давление 0,8 МПа, номинальную мощность – 0,37 кВт.

Нагнетание рабочего состава проводили до его появления в соседнем паккере, куда подсоединяли трубопровод, а предыдущий паккер глушили.

Полученная однородная и плотная структура кладки позволила не только восстановить первоначальные эксплуатационные характеристики кладки, но и улучшить их.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При выполнении реставрационных работ использовали напрягающий цемент – расширяющееся вяжущее, производство которого освоено в г. Бресте. Данный материал позволяет получить расширяющиеся и напрягающие растворы и бетоны, которые с успехом могут и должны заменить импортные составы.

Применение высокопроизводительных технологий (пескоструйная подготовка поверхности, торкретирование ремонтируемых участков, инъецирование массива материала конструкции) позволяет достичь высокого качества при выполнении работ.



УДК 624.012.35-033.32

## ПРИМЕНЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ ДЛЯ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ СВЯЗЕЙ СДВИГА

*Тур В. В., Шалобыта Т. П.\**

*Брестский государственный технический университет*

Расчет железобетонных конструкций в соответствии с положениями деформационной модели [1], внесенной в качестве основной расчетной модели в проект норм [2], позволяет отказаться от целого ряда условностей и производить расчет сборно-монолитных конструкций на всех этапах их работы при любой компоновке составного сечения и произвольной системе действующих сил. Вместе с тем, принятая в [2] гипотеза о сплошности стыкового соединения и оценка прочности контакта как отдельно взятого элемента, а не в составе сборно-монолитной конструкции в целом, не позволяет повысить точность производимых расчетов [3–5]. Определение напряженно-деформированного состояния как стыкового соединения, так и в целом сборно-монолитного сечения, может быть в простейшей постановке выполнено при модификации теории составных стержней с учетом нелинейного поведения как составляющих элементов (деформационная расчетная модель для сечения), так и связей сдвига (деформационная модель для контакта). В общем случае при расчете сборно-монолитных изгибаемых конструкций на базе положений деформационной модели согласно [2], с

*Тур В.В. – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБИСМ БГТУ*

*Шалобыта Т.П. – к.т.н., ст. преподаватель каф. ТБИСМ БГТУ*



учетом нелинейного поведения связей сдвига следует использовать систему разрешающих уравнений вида:

$$\begin{cases} \frac{d\varphi}{dx} = \frac{V_{sd,x} - \tau_{Rd,j} \cdot b_j \cdot \left( \frac{B_{1,2(m)}}{B_{1,1(m)}} - \frac{B_{1,2(s)}}{B_{1,1(s)}} \right)}{B_{2,2(m)} + B_{2,2(s)} - \left( \frac{B_{1,2(m)}^2}{B_{1,1(m)}} + \frac{B_{1,2(s)}^2}{B_{1,1(s)}} \right)}, \\ \frac{d\varepsilon_1}{dx} = \frac{\tau_{Rd,j} \cdot b_j}{B_{1,1(m)}} - \frac{B_{1,2(m)}}{B_{1,1(m)}} \frac{d\varphi}{dx} \\ \frac{d\varepsilon_2}{dx} = \frac{\tau_{Rd,j} \cdot b_j}{B_{1,1(s)}} - \frac{B_{1,2(s)}}{B_{1,1(s)}} \frac{d\varphi}{dx} \\ \frac{d\tau_{Rd,j} \cdot b_j}{dx} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot k'_t \end{cases} \quad (1)$$

где:  $\tau_{Rd,j}$  – текущие значения касательных напряжений в стыковом соединении;  $b_j$  – расчетная ширина стыкового соединения в рассматриваемом сечении  $x$  по длине балки;  $B_{1,1(m)}$ ,  $B_{1,2(m)}$ ,  $B_{2,2(m)}$  – элементы матрицы мгновенных жесткостей согласно [6] для монолитной части сечения, определяемые относительно оси, проходящей в плоскости контакта;  $B_{1,1(s)}$ ,  $B_{1,2(s)}$ ,  $B_{2,2(s)}$  – элементы матрицы мгновенных жесткостей для сборной части сечения, определяемые относительно той же оси;  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  – относительные продольные деформации соответственно монолитной и сборной частей сечения на уровне продольной оси, располагаемой в плоскости контакта;  $\varphi$  – кривизна сборно-монолитного сечения;  $V_{sd,x}$  – расчетная поперечная сила в сечении  $x$  по длине контакта, соответствующая рассматриваемому уровню нагружения;  $k'_t = d\tau_{Rd,j} / d\delta_t$  – текущее значение коэффициента сдвиговой жесткости для стыкового соединения, определяемое в зависимости от уровня нагружения и конструкции стыкового соединения.

В зависимости от конструкции стыка текущее значение коэффициента сдвиговой жесткости  $k'_t$  следует определять:

– для армированных стыков с деформируемыми вертикальными связями ( $0 < r_n < \infty$ ):

$$k'_t = \frac{\xi + \xi \frac{r_n}{k_n}}{1 + \xi \frac{r_n}{k_n}} k'_{t0}, \quad (2)$$

– для неармированных стыков ( $r_n = 0$ ,  $\sigma_n^E = const$ ):

$$k'_t = \xi \cdot k'_{t0}, \quad (3)$$

— для стыков с абсолютно жесткими вертикальными связями ( $r_n = \infty$ ,  $\sigma_n^c = const$ ):

$$k'_i = k'_{i0}, \quad (4)$$

В формулах (2) – (4):

$k'_{i0}$  – текущее значение сдвиговой жесткости, определяемое для соответствующего уровня нагружения по диаграмме « $\tau_{RADj} - \delta_j$ »;  $r_n$  – нормальная (осевая) жесткость вертикальных связей (арматуры в стыковом соединении);  $k_n$  – нормальная жесткость стыкового соединения, определяемая по формуле:

$$k_n = b_1 \cdot b_2 \cdot (\delta_n - \beta_d \delta_j), \quad (5)$$

где  $b_1, b_2$  – константы, принимаемые для шероховатого стыкового соединения  $b_1 = 0.008$ ,  $b_2 = 0.88$ ;  $\beta_d$  – коэффициент дилатансии для стыкового соединения, определяемый по формуле:

$$\beta_d = 1.64 \cdot \exp\left(-6.42 \left| \frac{\sigma_n^c}{f_{cd}} \right| \right), \quad (6)$$

$\xi$  – безразмерный параметр, определяемый по формуле:

$$\xi = \mu_r \beta_d \frac{k_n}{k'_{i0}}, \quad (7)$$

Элементы матрицы мгновенных жесткостей  $[B]_{(m)}$  и  $[B]_{(s)}$  допускается определять по формулам численного интегрирования, корректируя их в процессе итерационной процедуры с использованием диаграмм деформирования для материалов, принимаемых согласно СНБ 5.03.01. [2]:

$$B_{1,1}(s) = \sum_{i=1}^n A_{ci} \cdot E'_{c(s)} + \sum_{k=1}^m A_{sk} \cdot E'_{s(s)}, \quad (8)$$

$$B_{1,2}(s) = B_{2,1}(s) = \sum_{i=1}^n A_{ci} \cdot E'_{c(s)} \cdot y_i + \sum_{k=1}^m A_{sk} \cdot E'_{s(s)} \cdot y_k, \quad (9)$$

$$B_{2,2}(s) = \sum_{i=1}^n A_{ci} \cdot E'_{c(s)} \cdot y_i^2 + \sum_{k=1}^m A_{sk} \cdot E'_{s(s)} \cdot y_k^2, \quad (10)$$

$$B_{1,1}(m) = \sum_{j=1}^l A_{cj} \cdot E'_{c(m)} + \sum_{r=1}^t A_{sr} \cdot E'_{s(m)}, \quad (11)$$

$$B_{1,2}(m) = B_{2,1}(m) = \sum_{j=1}^l A_{cj} \cdot E'_{c(m)} \cdot y_j + \sum_{r=1}^t A_{sr} \cdot E'_{s(m)} \cdot y_r, \quad (12)$$

$$B_{2,2}(m) = \sum_{j=1}^l A_{cj} \cdot E'_{c(m)} \cdot y_j^2 + \sum_{r=1}^t A_{sr} \cdot E'_{s(m)} \cdot y_r^2, \quad (13)$$

В формулах (8) – (13):

$A_{cb}, A_{cj}$  – площадь элементарной площадки бетонного сечения, принадлежащей соответственно сборному элементу и монолитному бетону;

$E'_{c(s)}, E'_{c(m)}$  – текущие значения модулей упругости соответственно для сборной и монолитной частей сечения, определяемые в зависимости от уровня нагружения по диаграммам « $\sigma - \varepsilon$ » для материалов;

$E'_{s(s)}, E'_{s(m)}$  – тоже для арматуры, установленной в сборной и монолитной частях сечения;

$A_{sk}, A_{sr}$  – площади сечения арматуры, установленной в сборной и монолитной частях сечения;

$y_b, y_j$  – расстояния (со своим знаком), от плоскости контакта до центра тяжести элементарных участков бетона, в пределах, соответственно, сборной и монолитной частей сечения;

$y_k, y_r$  – тоже для арматуры, располагаемой в сборной и монолитной частях сечения.

При действии на сборно-монолитную конструкцию нагрузки, равномерно распределенной по длине пролета, из решения системы уравнений (1) параметры деформированного состояния ( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varphi$ ) и касательные напряжения  $\tau_{Rd,j}$  для любого сечения  $x$  по длине пролета балки, могут быть определены по формулам:

$$\tau_{K60}(x) = A_1 + A_2 - \alpha_0 \cdot \alpha_1, \quad (14)$$

где  $F_1 = N_1 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot x)$ ,  $F_2 = N_2 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot x)$ ;

при следующих граничных условиях:

при  $x = 0$ :  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{1,0}$ ,  $\varepsilon_2 = \varepsilon_{2,0}$ ,  $\varphi = \varphi_0$ ,  $\tau_{Rd,j} = 0$ ;

при  $x = l$ :  $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varphi = 0$ ;  $\tau_{Rd,j} = 0$ ;

где  $l$  – полудлина балки.

$$N_1 = \alpha_0 / \alpha, \quad N_2 = N_1 \cdot \operatorname{tg}\left(\sqrt{a_1} \frac{l}{2}\right).$$

где  $\alpha_1 = \xi \cdot k_t \cdot (D_2 - D_3)$ ,  $\alpha_0 = \xi \cdot k_t \cdot \frac{V_{Sd,x}}{B_{01}} \left( -\frac{B_{1,2(s)}}{B_{1,1(s)}} + \frac{B_{1,2(m)}}{B_{1,1(m)}} \right)$ ;

$$D_1 = -\frac{\tau_{Rd,j} \cdot b_j \cdot B_0}{B_{01}}, \quad D_2 = -\frac{b_j}{B_{1,1(s)}} + \frac{\tau_{Rd,j} \cdot b_j \cdot B_0}{B_{01}} \frac{B_{1,2(s)}}{B_{1,1(s)}}$$

$$D_3 = -\frac{b_j}{B_{1,1(m)}} + \frac{\tau_{Rd,j} \cdot b_j \cdot B_0}{B_{01}} \frac{B_{1,2(m)}}{B_{1,1(m)}}$$

где  $B_{01} = [B_{2,2(m)} + B_{2,2(s)}] - \frac{B_{2,1(m)}^2}{B_{1,1(m)}}$ ,  $B_0 = \frac{B_{2,1(m)} B_{1,1(s)} B_{2,1(s)} B_{1,1(m)}}{B_{1,1(m)} B_{1,1(s)}}$ .

$$\varphi(x) = \frac{D_1}{\sqrt{a_1}} \cdot (F_3 - F_4) + P_1 \cdot x + P_2, \quad (15)$$

$$F_3 = N_1 \cdot \sin(\sqrt{a_1} \cdot x), \quad F_4 = N_2 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot x),$$

$$P_2 = \varphi_0 + \left( \frac{D_1 N_2}{\sqrt{a_1}} \right),$$

$$P_1 = \frac{1}{l} \left( -\frac{D_1}{\sqrt{a_1}} [N_1 \cdot \sin(\sqrt{a_1} \cdot l) - N_2 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot l)] - \left( \varphi_0 + \frac{D_1 N_2}{\sqrt{a_1}} \right) \right),$$

$$\varepsilon_1(x) = \frac{D_2}{\sqrt{a_1}} \cdot (F_3 - F_4) + P_3 \cdot x + P_4, \quad (16)$$

$$P_4 = \varepsilon_{1,0} + \frac{D_2}{\sqrt{a_1}} N_2,$$

$$P_3 = \frac{1}{l} \left( -\frac{D_3}{\sqrt{a_1}} [N_1 \cdot \sin(\sqrt{a_1} \cdot l) - N_2 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot l)] - \varepsilon_{1,0} - \left( \varphi_0 + \frac{D_2 N_2}{\sqrt{a_1}} \right) \right),$$

$$\varepsilon_2(x) = \frac{D_3}{\sqrt{a_1}} \cdot (F_3 - F_4) + P_5 \cdot x + P_6, \quad (17)$$

$$P_6 = \varepsilon_{2,0} + \frac{D_3}{\sqrt{a_1}} N_2,$$

$$P_5 = \frac{1}{l} \left( -\frac{D_3}{\sqrt{a_1}} [N_1 \cdot \sin(\sqrt{a_1} \cdot l) - N_2 \cdot \cos(\sqrt{a_1} \cdot l)] - \varepsilon_{2,0} - \left( \varphi_0 + \frac{D_3 N_2}{\sqrt{a_1}} \right) \right),$$

При действии произвольной системы нагрузок, дифференциальные уравнения (1) рекомендуется решать методом конечных разностей, подробно описанном в работе [6]. Разбивая длину стержня на «*m*» частей длиной  $\Delta x$ , значения неизвестных величин в точке *j* длины стержня представляют в виде:

$$y_{l,j+1} = y_{l,j} + \Delta x \left( \frac{dy_{l,j}}{dx} \right), \quad (18)$$

где  $y_{l,j} = (\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varphi, \tau_{Rd,j})$  — значения параметров деформирования составного сечения и касательные напряжения в точке *j* по длине стержня.

Для удовлетворения граничным условиям следует выразить значения неизвестных на одном конце стержня через неизвестные на другом, и затем решить уравнения метода начальных параметров.

В качестве критерия наступления предельного состояния контактного соединения в рассматриваемом сечении *x* по длине пролета балки, при расче-

те по деформационной модели, следует принимать условие достижения тангенциальными смещениями в контакте предельных значений  $\delta_{tu} = 0.4$  мм, вертикальными смещениями —  $\delta_{nu} = 0.2$  мм.

## ВЫВОДЫ

1. Учет развивающихся в плоскости стыкового соединения взаимных сдвигов (нелинейное деформирование контакта) позволяет более приблизиться к физической модели работы составных конструкций и повысить точность производимых расчетов.
2. Оценка прочности контакта в составе сборно-монолитной конструкции позволяет подойти более экономично к их проектированию и учесть возможность появления новых схем разрушения.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Байков В.И., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 16—18.
2. СНБ 5.03.01—98. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования. Проект.— ГП «Стройтехнорм».— 1998.— 275 с.
3. Yoshikawa H., Wu Z., Tanabe T. Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete// Journal of Structural Engineering. — 1989. — Vol. 115, No. 4, April.— P. 771-787.
4. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н. Прочностные и деформативные параметры контактных соединений сборно-монолитных конструкций // «Вестник БПИ — Строительство и архитектура», №1, 2000 — С.6064.
5. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н., К построению аналитической модели работы стыкового соединения железобетонных сборно-монолитных конструкций// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгина.— Брест: БПИ, 1998.— С.74-78.
6. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига // Строительная механика и расчет сооружений. — 1984. — № 1. — С. 17 —19.



УДК 624.012

## USZKODZENIA I NAPRAWY AKTYWNE BETONOWYCH POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH

**KRÓL Mieczysław**

*Politechnika Lubelska*

### 1. UWAGI WPROWADZAJĄCE

Posadzka jest najbardziej różnorodnie obciążonym elementem budowlanym obiektów przemysłowych. Zaliczyć do nich można:

- obciążenia mechaniczne: równomierne i punktowe stałe i ruchome o działaniu statycznym i dynamicznym,
- obciążenia środowiskowe o charakterze fizycznym (temperaturowe, wilgotnościowe skurczowe)
- obciążenia chemiczne (oddziaływania procesów produkcyjnych).

Ponadto posadzkom w danych warunkach stawia się liczne wymagania użytkowe, takie jak odporność na ścieranie, bezpyłowość, ograniczona elektrostatyczność, bezpoślizgowość, łatwość w utrzymaniu czystości, ciągłość powierzchniową, odporność pożarową i udarową, a także łatwość w przeprowadzaniu napraw.

Na te różnorodne wymagania wytrzymałościowe i postulaty użytkowe nakładają się zmienne w czasie właściwości materiałów przewidzianych do kształto-

wania posadzek (skurcz, pęcznienie, pękanie, elastyczność, kruchość, zmiany strukturalne).

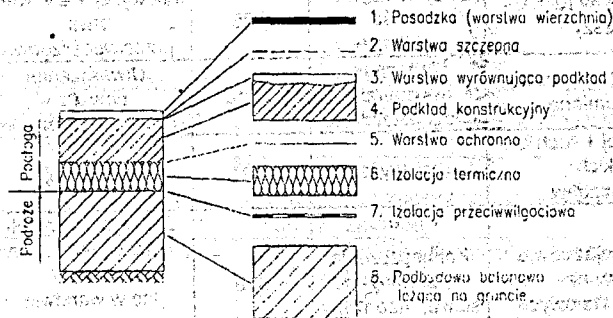
W praktyce nie można zrealizować wszystkich tych wymagań i postulatów. Dlatego należy je rozgraniczać na pierwszorzędne, które należy bezwzględnie spełnić oraz na wymagania i postulaty o charakterze drugorzędnym.

Skutkiem tego kompromisu są „wrodzone” defekty, powstające wskutek wad projektowych, wykonawczych i warunków eksploatacyjnych.

Niezależnie od natury powstawania destrukcji i uszkodzeń posadzek wymagają one przeprowadzenia racjonalnych napraw tak, by z kolei uniknąć uciążliwej „naprawy napraw”.

## 2. ROZWIĄZANIA INDYWIDUALNE I SYSTEMOWE POSADZEK

Wobec tak różnorodnych wymagań wytrzymałościowych i postulatów użytkowych konstrukcja posadzek projektowana jest jako warstwowa. Klasyczny układ warstw podano na rys. 1. Tym warstwom przypisuje się do spełnienia odpowiednie, specjalistyczne zadania.



Rys. 1. Schemat konstrukcji klasycznej podłogi z podziałem na poszczególne warstwy

W części przypadków posadzek przemysłowych liczba warstw może być zredukowana, np. o izolację termiczną.

W przypadku podłóg ogrzewanych, przewody grzewcze (rury grzejne, przewody elektryczne) instalowane są w podkładzie konstrukcyjnym, tuż nad warstwą izolacji termicznej.

W obiektach budownictwa przemysłowego zachodzi często potrzeba spełnienia indywidualnych wymagań procesów produkcyjnych w całym obiekcie lub tylko w odniesieniu do poszczególnych jego pomieszczeń. Ważne jest także rozróżnienie podłóg wewnętrznych (różnice temperatur) i zewnętrznych (działanie mrozu). Wszystko to wymaga od projektanta dokładnej analizy warunków pracy podłogi i znalezienia optymalnego jej rozwiązania materiałowo-konstrukcyjnego. Prowadzi to do indywidualizacji rozwiązań.

W klasycznych sytuacjach obiektów przemysłowych projektant korzysta z rozwiązań katalogowych, dobierając rodzaje materiałów firmowych.

W zależności od warunków użytkowania podłóg różnicuje się wymagania wytrzymałościowe (tabl. 1.).

**Tablica 1**

Zalecenia doboru posadzki betonowej w zależności od warunków użytkowania (analogia do ACJ-302/89) [1]

Lp.	Warunki użytkowania	Obiekt	Min.klasa betonu	Rodzaj posadzki	Kategoria posadzki
1	Niewielki ruch pieszcy	Budynki mieszkalne	B20	Zacieranie	I
2	Intensywny ruch pieszcy	Budynki użyteczności publicznej	B25	Jak wyżej + ew. warstwa przeciwoślizgowa	II
3	Jak wyżej + wózki ogumione	Magazyny, wewnętrzne drogi dojazdowe	B25	Utwardzanie powierzchniowe (zacieranie)	III
4	Jak wyżej + ruch lekkich pojazdów	Jak wyżej	B30	Jak wyżej	IV
5	Ruch pojazdów, w tym na kołach stalowych	Pomieszczenia przemysłowe, magazyny	B30	J.w, twarde wypełniacze metaliczne lub mineralne w warstwie powierzchniowej	V
6	Jak wyżej + obciążenia udarowe	Jak wyżej	B35 (podkład: B25)	Według specjalnego projektu;	VI
7	Obciążenia jak IV, V, VI	Chłodnie lub posadzka układana na starym podkładzie	B35	Jak wyżej + minimalna grubość 75 mm	VII

Warstwy wierzchnie podłogi (posadzki) wykonywane są jako mineralne lub żywiczne, przy czym w ofertach firm dominują te drugie.



### 3. OBJAWY I RODZAJE USZKODZEŃ

Najpowszechniej występującymi objawami uszkodzeń posadzek betonowych są rysy lokalne, skrośne i powierzchniowe ukierunkowane i chaotyczne. Początek rys ma miejsce głównie w punktach szczególnej koncentracji naprężeń: naroża, miejsca w obszarze zmian sztywności samej płyty, a także przy otworach, słupach [1, 5].

Drugą kategorią uszkodzeń są odspojenia pomiędzy posadzką a podłożem konstrukcyjnym, a nawet odrywania się całych płatów posadzki od podłoża.

Trzecim rodzajem uszkodzeń o charakterze lokalnych, to uszkodzenia punktowe na powierzchni (reaktywność kruszywa, korozja wysadzinowa zbrojenia). Ponadto mogą występować uszkodzenia o charakterze indywidualnym. Do takich wad posadzek można zaliczyć nierówności i deplanacje powierzchni, niewłaściwe spadki; wady w obszarze dylatacji, klawiszowanie na stykach i złączach.

Uciążliwością użytkową posadzek są ponadto ich podatności na ścieranie i pylenie, a także ubytki lokalne powstające w toku eksploatacji (od obciążeń wózkami transportowymi). Zestawienia powszechnie występujących w posadzkach uszkodzeń dokonano w tablicy 2.

**Tablica 2.**

**Przykłady występujących usterek i uszkodzeń posadzek i podkładów**

Lp.	Rodzaj uszkodzenia lub usterki	Najczęściej występujące przyczyny
1.	Rysy skrośne	- mały rozstaw dylatacji; - niewłaściwe zagęszczenie podłoża; - wadliwe zatarcie.
2.	Rysy powierzchniowe	- rysy skurczowe i termiczne; - rysy i pęknięcia w posadzce wskutek zacierania na stwardniałym podłożu.
3.	Pęknięcia ciągle	- niewystarczające zbrojenie lub jego brak; - nadmierne osiadanie podłoża; - niska jakość betonu; - wypełnienie szczelin nieelastyczną masą dylatacyjną.
4.	Nieregularne, lokalne pęknięcia powierzchniowe i mikropęknięcia wewnętrzne	- zbyt duże odległości między dylatacjami; - niska jakość betonu; - wadliwa pielęgnacja betonu; - segregacja składników betonu; - nadmierny skurcz; - nierównomierne odprowadzenie wilgoci; - dystorsje termiczne

**Tablica 2 (zakążenie)**

5.	Łuszczenie i kruszenie się betonu na powierzchni	- wydzielanie się mleczka cementowego; - reakcje alkaliczne; - nadmierne wysuszenie powierzchni betonu.
6.	Pęknięcia naroży płyt	- miejscowe przeciążenie eksploatacyjne; - koncentracja naprężeń.
7.	Unoszenie się naroży płyt	- wpływy termiczne; - nierównomierny skurcz; - niejednorodność betonu spowodowana nadmiernym wibrowaniem; - nierównomierne odprowadzanie wilgoci z betonu.
8.	Kruszenie się krawędzi i szczelin dylatacyjnych	- miejscowe przeciążenia pochodzące od środków transportowych; - niewłaściwy dobór wypełniaczy szczelin dylatacyjnych; - niewłaściwe wykonanie szczelin.

#### **4. PRZYCZYNY I MECHANIZMY POWSTAWANIA USZKODZEŃ**

Pierwotnymi przyczynami powstawania uszkodzeń mogą być błędy projektowe. Wynikają one w szczególności z nienależytego rozpoznania podłoża gruntowego, obciążeń wymogów środowiskowych oraz wymogów użytkowych. W praktyce dotyczy to nieprawidłowego doboru warstw podłogi i właściwości wytrzymałościowych materiałów, nienależytego rozmieszczenia dylatacji i zastosowania izolacji, a także użycia nieodpowiednich materiałów.

Także do pierwotnych należy zaliczyć błędy wykonawcze. Dotyczą one w szczególności jakości betonu, styków technologicznych oraz wad powstających w toku realizacji operacji technologicznych (zagęszczania, zatarcia, wygładzania, warunków dojrzewania i pielęgnacji).

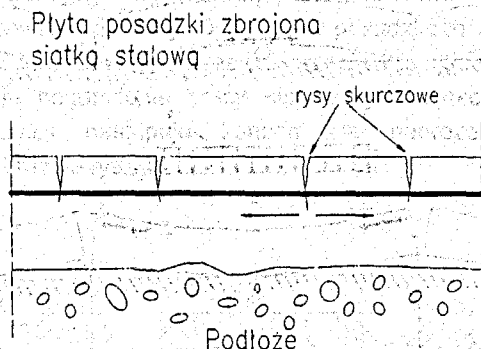
Również niewłaściwe użytkowanie posadzki, odbiegające od założeń projektowych, może powodować powstawanie różnych defektów.

##### **4.1. Skurcz**

Najpowszechniejszą przyczyną powstawania zarysowań jest skurcz. Jest to immanentna cecha cementów portlandzkich. To zjawisko jest natury fizykochemicznej i w projektowaniu posadzek musi być uwzględniane.

Skurcz jest zjawiskiem niejednorodnym, powodującym powstawanie naprężeń skurczowych  $\sigma_{sh}$ . Gdy ich wartość osiągnie wytrzymałość betonu na rozciąganie, musi powstać rysa.

Wartość skurczu swobodnego w warstwach betonowych mogą osiągać wartości  $\epsilon_{sh} = 0,30$  do  $0,60\%$ . Skutki skurczu można ograniczać stosując zbrojenie przeciwskurczowe (rys.2). Rozwój skurczu jest wówczas hamowany, rozwartości rys są mniejsze, przy gęstym ich rozstawie, jednakże nie zapobiega powstawaniu rys.



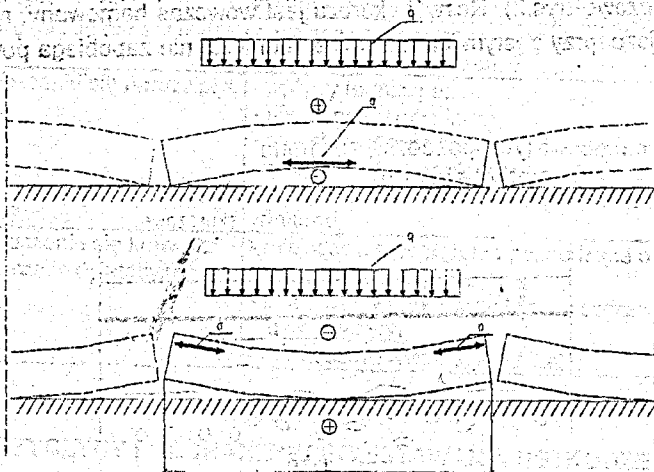
**Rys. 2.** Siatka stalowa ogranicza szerokość rys skurczowych.

#### 4.2. Wpływy temperaturowe

Odształcenia termiczne posadzki mogą być dwójakiego rodzaju. Wydłużenia termiczne jednorodne, jeżeli cały element poddany zostanie jednakowemu polu temperaturowemu. Przykładowo, gdy długość boku pola posadzki będzie  $L = 15,0$  m, zaś zmiana temperatury  $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$ , to swobodne wydłużenie termiczne wyniesie  $\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 15 = 4,5$  mm. Jeżeli posadzka będzie się mogła przemieścić, to nie powstaną żadne naprężenia termiczne. Zatem wypływa stąd spostrzeżenie, że pomiędzy podbudową posadzki a samą posadzką powinna być warstwa poślizgowa o możliwie małym współczynniku tarcia. Tę rolę może spełniać warstwa poślizgowa złożona z dwóch warstw folii polietylenowej.

O wiele trudniejszym zagadnieniem jest rozwiązanie konstrukcyjne posadzki, gdy następuje zmiana temperatury na jej wysokości (grubości). Dolna część posadzki jest w warunkach temperaturowych mało zmiennych, natomiast górna - zależy od temperatury środowiska nadposadzkowego. Jeszcze bardziej drastyczne zmiany temperatury na wysokości posadzki zachodzą, gdy w jej warstwie (dołem) sytuowane są elementy grzejne (posadzki grzewcze). Temperatura posadzki dochodzi wówczas do  $+30^{\circ}\text{C}$ . Taka też może być różnica temperatur na wysokości, jeżeli posadzka jest okresowo nagrzewana. Różnica temperatur na wysokości wywołuje naprężenia termiczne. Cała posadzka będzie

peratur na wysokości wywoła naprężenia termiczne. Cała posadzka będzie miała tendencję do odkształceń wg schematu podanego na rys. 3.



**Rys. 3. Zmiany odkształceń posadzki od wpływów różnic temperaturowych:**

$L$  – odległość między dylatacjami,

$\sigma$  – strefa naprężeń rozciągających,

+ – wydłużenia i skrócenia włókien.

Projektując posadzkę należy więc obliczyć naprężenia od obciążeń ( $\sigma_{cl}$ ), od skurczu ( $\sigma_{sh}$ ) i wpływów temperaturowych ( $\sigma_T$ ). Naprężenia od obciążeń ustalone są na podstawie norm projektowania konstrukcji z betonu, natomiast naprężenia od skurczu i od wpływów temperaturowych mogą być ustalone z poniższych zależności:

$$\sigma_{sh} = \frac{\psi E_c \cdot \epsilon_{sh}}{1 + \phi_{sh}}$$

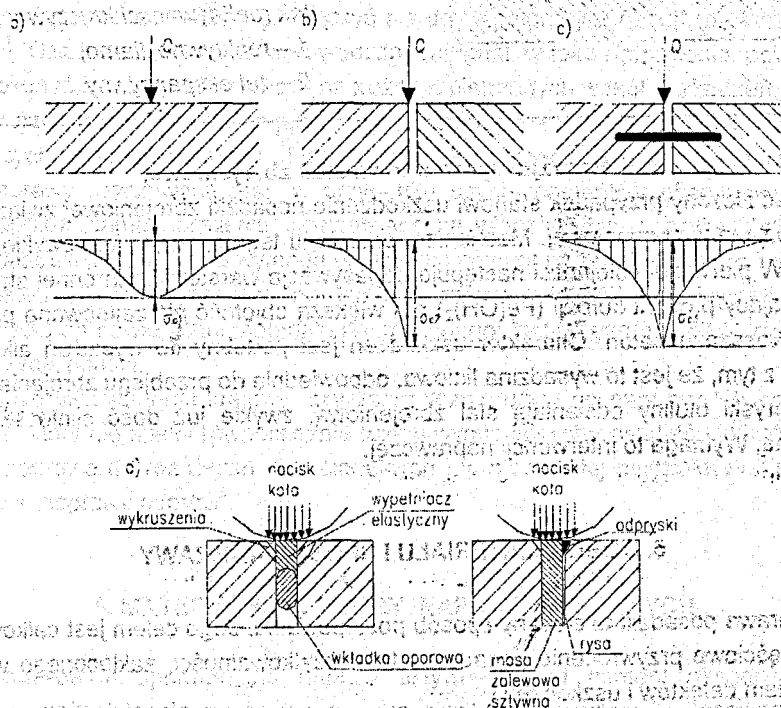
$$\sigma_T = \frac{E_c \cdot \alpha \cdot \Delta T}{1 + \phi_T}$$

w których:  $\psi$  - współczynnik ograniczania swobody odkształceń,  $\epsilon_{sh}$  - skurcz swobodny betonu,  $E_c$  - moduł sprężystości (elastyczności) betonu,  $\alpha$  - współczynnik rozszerzalności termicznej,  $\Delta T$  - różnica temperatur wierzchu i spodu płyty posadzki.

W ogólności, aby nie powstały rysy na powierzchni betonu suma naprężeń rozciągających w danym przekroju nie może przekraczać wytrzymałości betonu na rozciąganie, czyli  $\sigma_{ct} + \sigma_{sh} + \sigma_T < f_{ct}$ .

### 4.3. Dylatacje

Zabiegiem konstrukcyjnym ograniczającym skutki zjawisk skurczowych i termicznych jest stosowanie dylatacji. Dylatacje w posadzkach w pewnym zakresie kompensują ruchy termiczne i skurczowe, przeciwdziałając pojawieniu się rys, jednakże powodują pogorszenie pracy statycznej i użytkowej posadzek. Na krawędziach dylatacji następuje koncentracja naprężeń i uszkodzenia krawędziowe, co obrazuje rys. 4.

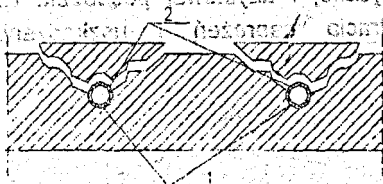


Rys. 4. Schemat kształtowania się naprężeń w posadzce w wyniku punkto-  
działających na płytę posadzkową obciążeń [16]:

- a) w środku    b) na obrzeżach,  $\sigma_{c2} > 2\sigma_{c1}$
- c) płyty połączone prętem dyblowym (lub zazębione)  $\sigma_{c3} \sim 2\sigma_{c1}$
- d) Schemat fizyczny

#### 4.4. Uszkodzenia alkaliczne betonu

Lokalne uszkodzenia betonu posadzek i podkładów mogą być następstwem reakcji alkaliów zawartych w cemencie. Podatne na reakcje alkaliczne są kruszywa bogate w krzemionkę (ASR - Alkali Silica Reaction) oraz kruszywa węglanowe (ACR - Alkali Carbonate Reaction). Pęcznienie kruszyw węglanowych (ACR) jest trudniejsze do opanowania niż kruszyw zawierających krzemionkę aktywną (ASR). Tego procesu nie można zatrzymać. Na etapie projektowania mieszanki betonowej temu procesowi można zapobiec. Schemat uszkodzenia alkalicznego obrazuje rys. 5.



Rys. 5. Uszkodzenia w podłożu na skutek reaktywności kruszywa;  
1 – reaktywne ziarno,  
2 – żel ekspansywny

#### 4.5. Korozja wysadzinowa stali zbrojeniowej

Dość złożony przypadek stanowi uszkodzenie posadzki zbrojeniowej związane z korozją stali zbrojeniowej. Mechanizm przebiegu tego zjawiska jest zwykle taki sam. W pierwszej kolejności następuje depasywacja warstewki ochronnej stali, a powstający produkt korozji ( $Fe(OH)_2$ ) ma większą objętość niż zajmowana przez stal i rozsadza beton. Charakter uszkodzeń jest podobny do wysadzin alkalicznych z tym, że jest to wysadzina liniowa, odpowiednia do przebiegu zbrojenia.

Odpryski otuliny odsłaniają stal zbrojeniową, zwykle już dość silnie skorodowaną. Wymaga to interwencji naprawczej.

### 5. DOBÓR MATERIAŁU I SPOSÓB NAPRAWY

Naprawa posadzki to złożony sposób postępowania. Jego celem jest całkowite lub częściowe przywrócenie posadzce stanu użytkowości, zakłóconego wystąpieniem defektów i uszkodzeń.

Dobór materiału do naprawy i wzmocnienia stanowi jedną z podstawowych decyzji warunkujących powodzenie tego działania [1, 2, 3].

Na rynku materiałów budowlanych jest bogaty asortyment wyrobów do napraw. Różnorodność materiałów i nazw handlowych poszczególnych producentów, przy niepełnej informacji technicznej powoduje, że rzeczoznawca opracowujący naprawy posadzki jest zdezorientowany.

Podstawowym problemem, który musi być rozwiązany przed przystąpieniem do naprawy, jest wybór materiału naprawczego. Materiał ten powinien zapewniać skuteczność i trwałość efektów naprawy tak, aby posadzka spełniała wszystkie wymagane cechy użytkowe przez dalsze lata jej eksploatacji.

To wymaganie trwałości efektów naprawy można sformułować w postaci trzech kryteriów:

1. materiał użyty do naprawy i wzmocnienia posadzki betonowej, po stwardnieniu, powinien swoimi własnościami odpowiadać własnościom materiału naprawianej konstrukcji. Jest to warunek tzw. „kompatybilności” cech i właściwości materiałowych,
2. materiał użyty do naprawy, wprowadzony w miejsce jego przeznaczenia w konstrukcji (w rysy, pęknięcia, kawery, ubytki, raki, pustki), powinien samoczynnie, w sposób aktywny, włączyć się do współpracy z obciążoną konstrukcją. Oznacza to, że nowo wprowadzony materiał, w toku twardnienia, powinien dokonać lokalnej redystrybucji naprężeń, spiętrzonych wokół uszkodzeń, przejmując ich część na siebie jeszcze przed dalszym wzrostem obciążeń wywołujących przyrost naprężeń. Jest to warunek naprawy „aktywnej”. „Aktywność” naprawy realizowana jest, w przypadku użycia cementów ekspansywnych, poprzez „samonapężenie” pozwalające na włączenie się naprawy do pracy konstrukcji [2, 4]. Tego wymogu nie spełnia cement portlandzki (skurczowy).
3. materiał użyty do naprawy powinien charakteryzować się wysoką przyczepnością do powierzchni materiału naprawianego; jest to warunek podwyższonej przyczepności.

Jakikolwiek materiał krajowy, czy zagraniczny, użyty do naprawy lub wzmocnienia, który nie spełni równocześnie trzech wymienionych postulatów, kwalifikuje taką naprawę do rozwiązań nieracjonalnych i w niedalekiej perspektywie wymagającej „naprawę napraw”.

## 6. MATERIAŁY I SPOSOBY NAPRAW AKTYWNYCH

Postawowym spoiwem do napraw aktywnych jest cement ekspansywny, którego odkształcenia swobodne są przeciwstawne skurczowi. 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 ośrodek lubelski [4].

Zastosowanie materiałów ekspansywnych do napraw konstrukcji z betonu pozwala na uzyskanie wysokiej nośności styku materiału naprawczego z betonem starym. Istotą tego rozwiązania jest jego „aktywność”. Podczas wiązania i twardnienia materiału ekspansywnego w warunkach ograniczonej swobody odkształceń (w okresie kilku dni) powstają w materiale tzw. samonaprężenia, wywołujące docisk materiału ekspansywnego do powierzchni naprawianego betonu, wywołuje to także podwyższoną przyczepność.

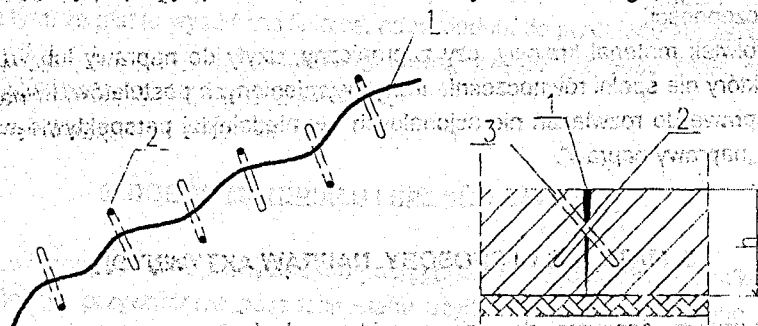
W efekcie docisku do elementów oporowych fragment reprofelowany czy dobetonowany jest ściskany. Zatem jeszcze przed wystąpieniem pełnego obciążenia konstrukcji indukowane są naprężenia wstępne (samonaprężenie). Takie rozwiązanie jest efektywne także wtedy, gdy generowane w konstrukcji naprężenia mają znak przeciwny do spodziewanych naprężeń pochodzących od obciążeń eksploatacyjnych. Wtedy uzyskuje się również wzrost nośności elementu.

Biorąc za podstawę rodzaje występujących różnorodnych defektów i odpowiadające im technologie robót naprawczych, można roboty te przeprowadzać sposobami:

1) iniekcji (rys. 6, 7):

a) rysy, szczeliny i pęknięcia w posadzce,

b) pory, kapilary i pustki w strukturze tworzywa betonowego;



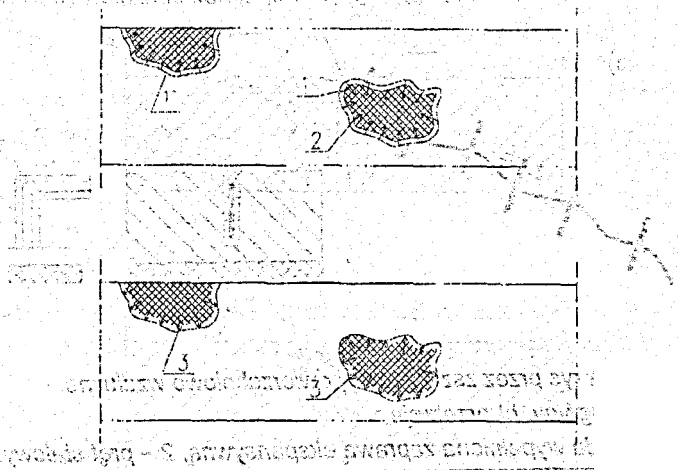
Rys. 6. Iniekcja rys: a) usytuowanie pakerów, b) przekrój przez odwiert,

1 – rysa,

2 – otwory iniekcyjne,

3 – wprowadzany pręt zszywający





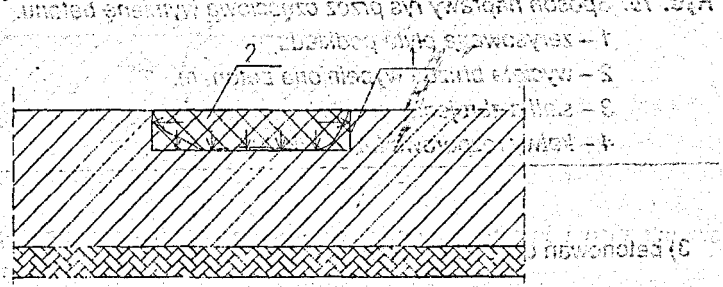
**Rys. 7. Lokalne ubytki betonu w posadzce.**

a) naprawa bierna, b) naprawa aktywna

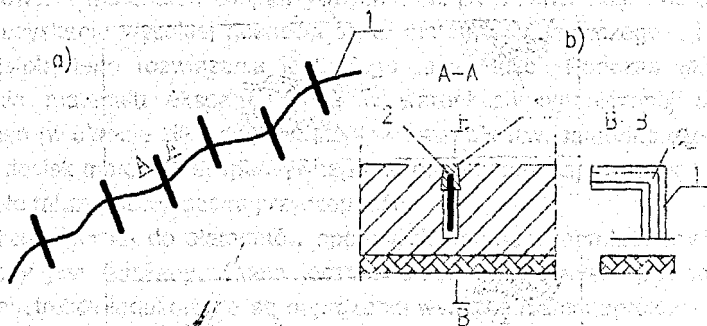
- 1 – mikrooddzielenie materiału naprawczego wskutek skurczu,
- 2 – rozciągające naprężenie skurczowe  $\sigma_{sh}$ ,
- 3 – docisk do powierzchni styku przez samonapężenie betonu ekspansywnego  $\sigma_{ce}$ .

2) reprofilacji i wzmacniania (rys. 8, 9, 10):

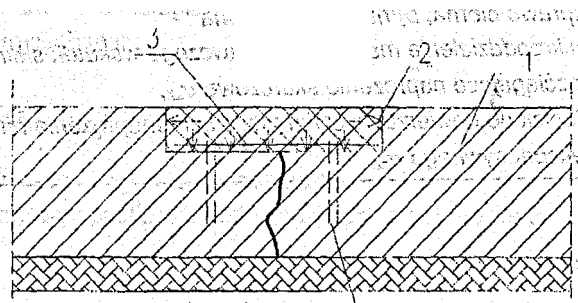
c) kawerny, „raki”, odspojenia, powierzchniowe ubytki, ubytki w stykach i dylatacjach,



**Rys. 8. Uzupelnianie ubytków, 1 – wyprofilowanie krawędzi, 2 – materiał wypełniający ekspansywny**



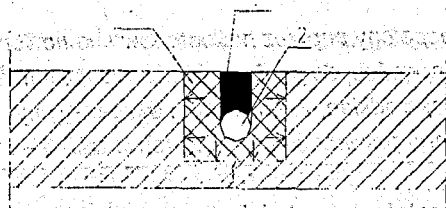
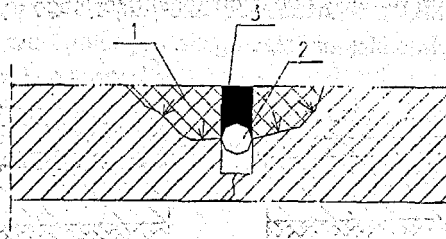
**Rys. 9. Naprawa rys przez zszycie przypowierzchniowe wzdłużne.**  
 a) plan ogólny, b) przekroje  
 1 – bruzda wypełniona zaprawą ekspansywną, 2 – pręt stalowy.



**Rys. 10. Sposób naprawy rys przez częściową wymianę betonu:**  
 1 – zarysowana płyta podkładu,  
 2 – wycięta bruzda wypełniona betonem,  
 3 – siatka zbrojeniowa kotwiona,  
 4 – kotwy rozporowe lub kółki wstrzeliwane.

3) betonowań uzupełniających (rys. 11, 12):

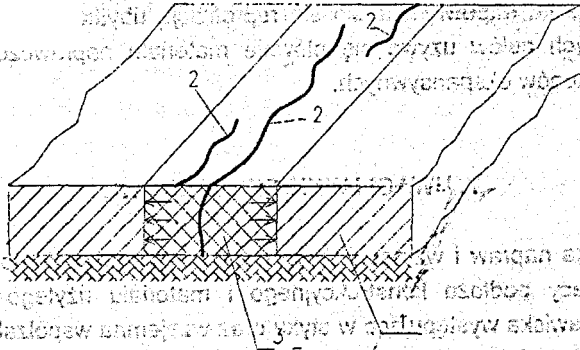
d) wypełnianie dużych ubytków po usunięciu uszkodzonego betonu,



**Rys. 11. Naprawa dylatacji przeciwskurczowej,**

a) poprzez reprofilację uszkodzeń, b) poprzez wycięcie wzdłuż dylatacji,

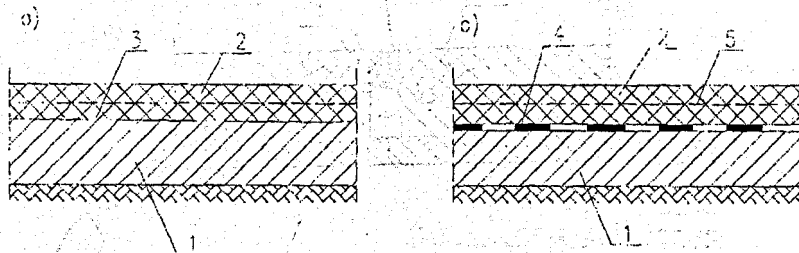
- 1 – zaprawa ekspansyjna,
- 2 – wkładka dylacyjna,
- 3 – masa elastyczna



**Rys. 12. Naprawa posadzki poprzez wycięcie betonu z rysami i uzupełnienie nowym betonem (ekspansywnym)**

- 1 – istniejący podkład,
- 2 – rysy w istniejącym podkładzie,
- 3 – beton uzupełniający (samonapężający)

4) wykonania nowej warstwy podkładu konstrukcyjnego (rys. 13).



**Rys. 13.** Podkład zespolony poprzez nadbetonowanie nowej płyty podkładu:

a) z przyczepnością do podłoża, b) bez przyczepności,

1 – istniejący podkład, 2 – nadbeton ekspansywny,

3 – śrutowana powierzchnia, 4 – warstwa folii, 5 – siatka zbrojeniowa.

Wymienione nieciągłości w materiale (poz. a, b) można zniwelować wprowadzając w te pustki materiał iniekcyjny. Wybór metody iniekcji oraz środka iniekcyjnego zależy od geometrii tych defektów i celu, jaki zamierza się osiągnąć po zabiegu iniekcyjnym.

Lokalne i powierzchniowe niedobory betonu w posadzce wyszczególnione w poz. c, d powstają bądź w toku wykonawstwa, względnie wskutek wysadzin (zbrojeniowych, ekspandującego kruszywa), lub po usunięciu skorodowanej warstwy powierzchniowej betonu, a także po usunięciu zdegradowanego betonu. Odpowiadające im naprawy określa się reprofilacją ubytków lub uzupełnianiem betonu. Do tych celów używa się głównie materiału naprawczego w postaci zapraw lub betonów ekspansywnych.

## 7. UWAGI I WNIOSKI KOŃCOWE

Problematyka napraw i wzmocnień posadzek wymaga znajomości mechanizmów współpracy podłoża konstrukcyjnego i materiału użytego do naprawy. Dominują tu zjawiska występujące w styku oraz wzajemna współzależność cech i właściwości obu tych materiałów, różnych wiekowo i własnościowo.

W przedstawionym opracowaniu zespół tych współzależności ujęto trzema kryteriami: „kompatybilności”, „aktywności” i „podwyższonej przyczepności”.

Spośród dostępnych materiałów konstrukcyjnych wskazano, iż wymogi te spełniają zaczyny iniekcyjne, zaprawy reprofilacyjne i betony konstrukcyjne, wytwarzane na cemencie ekspansywnym. Posługiwanie się tymi materiałami wymaga

znajomości ich specyfiki. Nie jest ona powszechnie znana, brak bowiem stosownych opracowań szczegółowych z tego zakresu, jakkolwiek w n/kraju ukazało się już szereg publikacji na ten temat.

W naprawach istotnym jest, by użyć jednolitej bazy materiałowej do różnorodnych destrukcji występujących w posadzkach.

#### LITERATURA

1. Czarniecki L., Skwara J.: Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych. XV Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, tom III, Ustroń, luty 2000.
2. Król M.: Wstępne samonapężone bezdylatacyjne posadzki przemysłowe. II Konferencja Techniczna „EGERIA”, Gdańsk, 1999.
3. Król M.: Problemy projektowania posadzek przemysłowych o dużych powierzchniach bezdylatacyjnych. III Konferencja Techniczna „EGERIA”, Sopot, marzec 2000.
4. Król M., Kondrączyk A., Tur W.: Przykłady napraw i wzmocnień konstrukcji budowlanych betonem ekspansywnym. Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin, 1999.
5. Pająk Z., Drobiec K.: Uszkodzenia, naprawy i remonty nośnych betonowych podkładów posadzek przemysłowych. XV Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, tom III, Ustroń, luty 2000.



УДК 624.012

## К ВОПРОСУ ОПТИМИЗАЦИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

**Матчан В.А., Таруц В.В., Тур В.В.**

*Брестский государственный технический университет*

### ВВЕДЕНИЕ

В последнее десятилетие сборно-монолитные железобетонные перекрытия балочного типа с межбалочным заполнением из пенополистирольных вкладышей широко применяют в малоэтажном строительстве западноевропейских стран. По имеющимся данным [1] только во Франции за последние 10 лет возведено более 5 млн. м<sup>2</sup> перекрытий данного типа. Такой интерес к названным решениям объясняется их повышенной звуко- и теплоизолирующей способностью, незначительной по сравнению с монолитным или сборным железобетоном массой, повышенной долговечностью. При монтаже перекрытий отпадает необходимость применения тяжёлого грузоподъёмного оборудования, появляется возможность перекрывать пролёты различного размера и конфигурации в плане, что даёт проектировщику большую свободу для реализации задуманного архитектурного облика здания.

*В.А. Матчан, – к.т.н., доцент, зав. каф. ГСиА БГТУ*

*В.В. Таруц, – ассистент каф. ГСиА БГТУ*

*В.В. Тур, – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБиСМ БГТУ*

Вышесказанное позволяет предполагать, что перекрытия данного типа найдут широкое применение в малоэтажном строительстве.

Однако опыт эксплуатации сборно-монолитных железобетонных конструкций показывает, что они в большей степени, чем сборные, подвержены влиянию неблагоприятных факторов, вызываемых длительными эффектами (усадки и ползучести), что выражается в снижении трещиностойкости нормальных сечений, возрастании прогибов, ухудшении эксплуатационных характеристик. Один из путей ликвидации этих недостатков – применение в качестве бетона монолитной части сечения напрягающего бетона [2].

В настоящее время сборно-монолитные железобетонные перекрытия систем «GRUBER», «SITECO», «MARSHALL», «DRAGADOS-PLASTBAU», «DE HOOP», «SCHIPHÖLT», «ISBA», «DFC» и их модификации выпускаются в Германии, Франции, Великобритании, Голландии, Италии, Польше, других странах (см. рис. 1).

Характерными параметрами, общими практически для всех выпускаемых в настоящее время сборно-монолитных железобетонных перекрытий балочного типа являются:

Постоянный шаг балок, который составляет 600-700 мм. В зависимости от перекрываемого пролёта изменяется общая высота перекрытия.

В качестве бетона монолитной части сечения применён тяжёлый бетон по прочности на два-три класса меньше бетона сборного элемента.

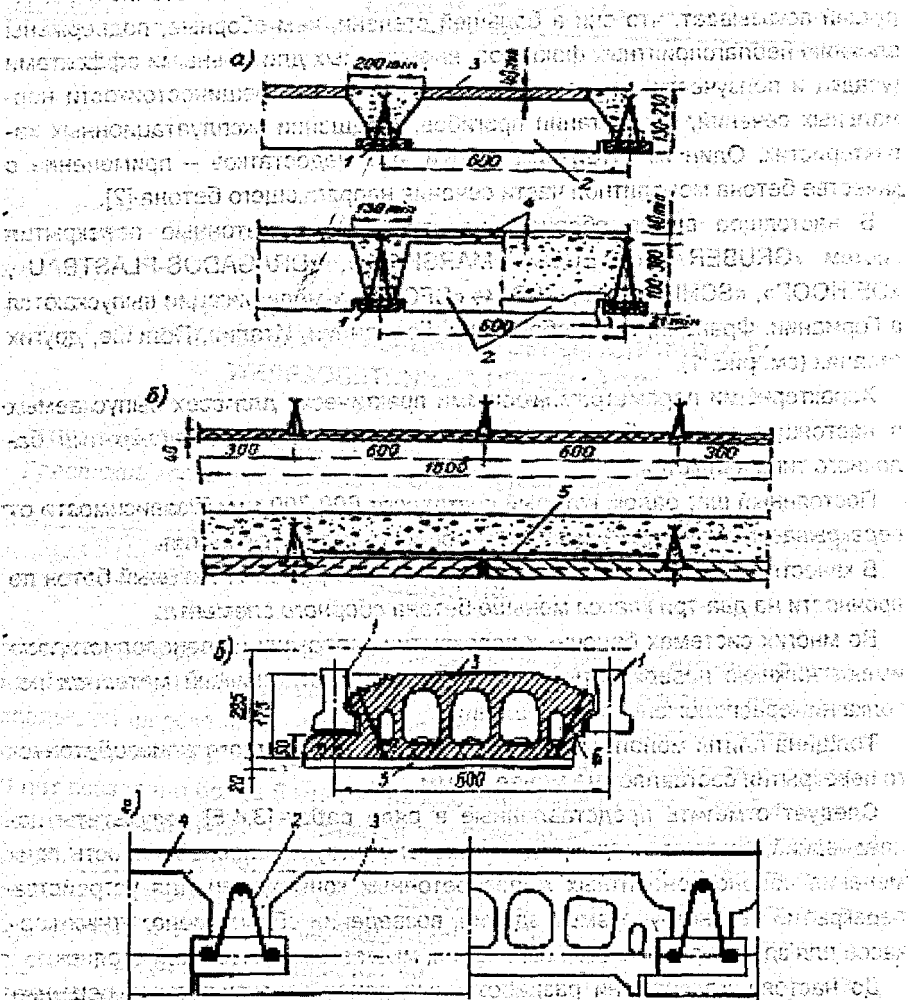
Во многих системах балочных перекрытий вкладыши из пенополистирола имеют нижнюю поверхность, выполненную под отделочный материал потолка нижерасположенного помещения.

Толщина плиты монолитного бетона сборно-монолитного железобетонного перекрытия составляет не менее 40 мм.

Следует отметить представленные в ряде работ [3,4,5] результаты исследований, которые подтверждают экономическую целесообразность применения сборно-монолитных железобетонных конструкций для устройства перекрытий реконструируемых зданий, возведении сборно-монолитных каркасов для зданий различного назначения, многоэтажных гаражей-стоянок.

До настоящего времени разработанные ранее конструктивные решения сборно-монолитных железобетонных перекрытий балочного типа не претерпели каких-либо существенных конструктивно-технологических изменений за исключением замены керамических или бетонных вкладышей на пенополистирольные в конструкциях перекрытий балочного типа. Существовавшие методы расчёта сборно-монолитных железобетонных конструкций и недостаточное развитие вычислительной техники не позволяли разработать в достаточной степени экономичные конструктивные решения. Развитие со-

временных методов оптимального проектирования позволяют по-новому решить проблему применения сборно-монолитных железобетонных конструкций.



**Рис.1.** Наиболее распространённые сборно-монолитные железобетонные конструкции перекрытия малоэтажных жилых домов: а) с унифицированными балками (система DFC); б) с унифицированными плитами (система DFC); в) с кладками из пенополистирола (система ISBA); г) с унифицированными балками (система DFC); д) с унифицированными плитами (система DFC); е) с кладками из пенополистирола (система ISBA).



## ОПТИМИЗАЦИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ

### ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Основной задачей при оптимизации сборно-монолитных железобетонных перекрытий балочного типа с межбалочным заполнением из пенополистирольных вкладышей является определение оптимальных конструктивно-технологических параметров перекрытий под заданную равномерно распределённую нагрузку. В качестве параметров проектирования сборно-монолитной железобетонной балочной конструкции междуэтажных перекрытий, представленной на рисунке 2 приняты:

- Шаг балок;
- Общая высота перекрытия;
- Высота сборной части сечения балки;
- Толщина стенки тавровой балки;
- Толщина полки тавровой балки;
- Диаметр продольной арматуры сборной части сечения;
- Класс продольной арматуры сборных балок;
- Класс бетона сборной части сечения;
- Класс бетона монолитной части сечения;
- Вид бетона монолитной части сечения;
- Класс бетона монолитной части сечения по величине самоупрочнения при выполнении её из напрягающего бетона.

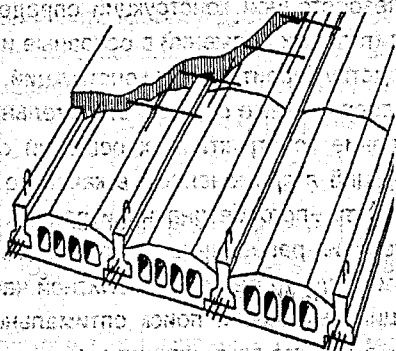


Рис. 2. Общий вид оптимизируемой сборно-монолитной железобетонной балочной конструкции междуэтажного перекрытия с вкладышами из пенополистирола.

По результатам анализа применяемых в отечественной и зарубежной строительной практике конструктивных решений жилых домов усадебного типа установлено, что в 54% зданий применены пролёты разных размеров и только 30% имеют равные пролёты. Поэтому исходя из требования технологичности изготовления сборного элемента сборно-монолитной железобетонной конструкции, устройства полов в здании и эстетических соображений общая высота сборно-монолитных железобетонных перекрытий была принята постоянной независимо от перекрываемого пролёта (величина пролёта находится в пределах от 3 до 6 метров) и определена для максимального пролёта. При изменении шага несущих стен геометрические размеры сечения сборного элемента сборно-монолитного железобетонного перекрытия сохраняли в процессе поиска оптимального решения постоянным, а оптимизировали шаг балок и размеры межбалочного заполнения (вкладыши из пенополистирола).

Поиск оптимального решения осуществлялся предложенным авторами методом [6], в основу которого положено свойство монотонности изменения стоимостных, эксплуатационных и прочностных характеристик сечения при варьировании параметров проектирования и использовании метода перебора. Данный метод оптимизации сборно-монолитных железобетонных конструкций реализован в виде компьютерной программы.

В качестве показателя, характеризующего сборно-монолитную железобетонную конструкцию с экономической точки зрения, были приняты приведенные затраты. Приведенные затраты в ценах 1991 года на возведение сборно-монолитной железобетонной конструкции определяли с учётом себестоимости в деле, капитальных вложений в основные и оборотные фонды предприятий по производству строительных конструкций, полуфабрикатов и материалов, а так же в сопряжённые отрасли строительных и транспортных организаций. Сопоставление конструктивных решений сборно-монолитных железобетонных конструкций с применением в качестве монолитной части сечения напрягающего и тяжёлого бетона производили следующим образом: для обеспечения условия равноценности конструктивных решений для конструкций с различными видами бетона монолитной части сечения и равных условий эксплуатации выполняли поиск оптимального конструктивно-технологического решения для каждого варианта. Затем определяли приведенную стоимость двух полученных конструкций в ценах 1991 года и производили сравнение.

Оптимизацию конструктивно-технологических параметров сборно-монолитных железобетонных конструкций перекрытий осуществляли в следующей последовательности:

1. Перекрываемый пролёт принимали равным максимальному значению;
2. Для заданного пролёта производили поиск следующих оптимальных конструктивно-технологических параметров:
  - Шага балок;
  - Общей высоты перекрытия;
  - Высоты сборной части сечения;
  - Толщины стенки тавровой балки (сборный элемент);
  - Толщины полки тавровой балки (монолитная плита);
  - Диаметра арматуры сборной части сечения;
  - Класса арматуры;
  - Класса бетона сборной части сечения;
  - Класса бетона монолитной части сечения;
  - Вида бетона монолитной части сечения;
  - Класса бетона монолитной части сечения по величине самоупрочнения.
3. Для задаваемого пролёта ( $L < 6$  метров с шагом изменения пролёта 0,3 метра) определяли оптимальный шаг балок.

При решении задачи оптимизации сборно-монолитных железобетонных конструкций с применением в качестве монолитной части сечения тяжёлого и напрягающего бетонов получены значения приведенной стоимости, представленные в таблице 1.

**Таблица 1.**

Значения приведенной стоимости в рублях 1 м<sup>2</sup> сборно-монолитных железобетонных перекрытий с монолитной частью сечения из тяжёлого и напрягающего бетона (в базовых ценах 1991 года).

Вид бетона монолитной части сечения	Величина перекрываемого пролёта, м.					
	6	5,4	4,8	4,2	3,6	3,0
Тяжёлый	30,21	27,81	25,41	25,40	25,38	25,36
Напрягающий	38,57	38,38	38,37	38,37	38,36	38,34

Полученные параметры оптимальных сборно-монолитных железобетонных перекрытий балочного типа представлены в таблице 2.

Таблица 2.

Значения конструктивно-технологических параметров оптимизированных сборно-монолитных железобетонных перекрытий с монолитной частью сечения из тяжёлого и напрягающего бетона.

Характеристики сборно-монолитного железобетонного перекрытия	Величина перекрываемого пролёта, м.					
	6	5,4	4,8	4,2	3,6	3,0
Общая высота перекрытия, см	$\frac{17}{15}$	$\frac{17}{15}$	$\frac{17}{15}$	$\frac{17}{15}$	$\frac{17}{15}$	$\frac{17}{15}$
Высота сборной части сечения, см	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$
Толщина стенки, см	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$
Толщина полки, см	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$
Диаметр и класс несущей арматуры	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$	$\frac{\varnothing 12 \text{ A-III}}{\varnothing 12 \text{ A-VI}}$
Класс бетона сборной части сечения	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B15}}$
Класс бетона монолитной части сечения	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$	$\frac{\text{B15}}{\text{B40}}$
Шаг балок, см	$\frac{110}{150}$	$\frac{125}{150}$	$\frac{150}{150}$	$\frac{150}{150}$	$\frac{150}{150}$	$\frac{150}{150}$
Класс бетона монолитной части сечения по величине самоупрочнения	Ср 0,6	Ср 0,6	Ср 0,6	Ср 0,6	Ср 0,6	Ср 0,6

**Примечание:** Над чертой – данные для перекрытия при устройстве монолитной части сечения из бетона на портландцементе, под чертой – из бетона на напрягающем цементе.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Из представленных в таблице 2 данных видно, что перекрытия с применением в качестве монолитной части сечения напрягающего бетона оказались дороже аналогичных перекрытий при использовании только тяжёлого бетона

в среднем на 21%; однако их целесообразно применять для перекрытий под помещениями с избыточным влаговыведением (ванные комнаты, туалеты, сауны) в виду их высокой водонепроницаемости, что позволяет исключить дополнительную гидроизоляцию. Приведенная стоимость 1 м<sup>2</sup> полученных в процессе оптимизации конструктивных решений сборно-монолитных железобетонных перекрытий меньше чем у производимых в настоящее время аналогов в среднем на 45%, трудоёмкость возведения ниже в среднем на 26%, что обуславливает рациональное применение оптимальных конструктивных решений в строительной практике. Кроме того, необходимо отметить, что оптимальные сборно-монолитные железобетонные перекрытия балочно-го типа соответствуют требованию по обеспечению звукоизоляции.

Исследования выполнены в рамках диссертационной работы по теме «Оптимизация сборно-монолитных железобетонных конструкций»

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Коротков Ю.В. Эффективные методы возведения малоэтажных жилых домов во Францию. // Жилищное строительство.-1991.-№6.-с.-30-32.
2. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. Брест: Изд. БПИ, 1998- 246 с.
3. Аграновский В.Д., Альтшуллер Е.М., Кривов О.Л. Монолитный железобетон в перекрытиях реконструируемых зданий.//Жилищное строительство.-1991.-№5.-С. 5 – 7.
4. Л.Л. Панышин. Сборно-монолитная домостроительная система.// Бетон и железобетон.- 1997.- №4.- с.- 6-8.
5. Египко В.В., Соколовский Л.В., Мордич А.И. Архитектурно-строительные системы зданий и пути повышения эффективности жилищно-гражданского строительства.// Современные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений, современные технологии и материалы: Сб. трудов/ Под ред. канд. техн. наук, академика Белорусской инженерной академии А.И. Мордича.- Мн.: «Редакция журнала «Тыдзень», 1998.- 196 с.
6. Борисевич А.А., Таруц В.В., Тур В.В. Оценка эффективности применения напрягающего бетона в сборно-монолитных железобетонных конструкциях. // Вестник Брестского политехнического института – Строительство и архитектура. – 2000. - №1. – с. 12-13.
7. Общий случай расчёта прочности элементов по нормальным сечениям.// Бетон и железобетон.- 1986.-№4.-с.-16-17.



УДК 624.012

## KRZYWE INTERAKCJI $M - N$ W PRZEKROJACH ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW ŚCISKANYCH WEDŁUG ZAŁOŻEŃ MODELU DEFORMACYJNEGO

**ŁAPKO Andrzej**  
Politechnika Białostocka

### WSTĘP

W obliczeniach stanów granicznych nośności elementów poddanych kombinacji podłużnej siły ściskającej  $N_{Sd}$  oraz momentu zginającego  $M_{Sd}$  (określonych według teorii I rzędu) stosuje się równoważne oddziaływanie powyższej siły podłużnej na mimośrodku  $e_0$  uwzględniającym w słupach smukłych efekty II rzędu.

W Eurokodzie 2 [1] oraz w normach krajowych zharmonizowanych z EC 2 [2], [3] wprowadzono ogólną metodę obliczeń opartą na modelu odkształceniowym sformułowanym w oparciu o hipotezę płaskich przekrojów, z uwzględnieniem obliczeniowych związków  $\sigma - \epsilon$  dla betonu i stali zbrojeniowej. Założenia tego modelu w odniesieniu do granicznych wartości odkształceń w przekroju można znaleźć m.in. w pracach [4], [5].

W niniejszej pracy<sup>2)</sup> podano podstawowe związki opisujące krzywe interakcji nośności granicznej  $M_{Rd} - N_{Rd}$ , sformułowane na podstawie modelu deformacyjnego przekroju elementu ściskanego mimośrodkowo. Podane rozwiązania tworzą algorytm postępowania przy sprawdzaniu nośności ściskanych elementów żelbe-

<sup>2)</sup> ŁAPKO Andrzej – d. t. n., profesor, prorektor Białostockiej Politechniki, RP

towych. Mogą być one, po odpowiednim rozbudowaniu, zastosowane do analizy nośności elementów sprężonych.

## 1. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE

W oparciu o odkształcenia graniczne betonu i stali zbrojeniowej w analizie stanu granicznego nośności elementów ściskanych można wprowadzić podział na dwa podstawowe zakresy obliczeniowe związane z wartością mimośrodowość  $\epsilon_0$  działania siły podłużnej ściskającej [2]:

- **przypadek dużego mimośrodowość**, gdzie spełniony jest warunek zasięgu strefy ściskanej  $\xi$

$$\xi \leq \xi_{lim} \quad (1)$$

- **przypadek małego mimośrodowość**, gdzie spełniony jest warunek

$$\xi > \xi_{lim} \quad (2)$$

W obu przypadkach  $\xi_{lim}$  oznacza graniczną wysokość strefy ściskanej przekroju, wyznaczanej z prawa płaskich przekrojów według zależności

$$\xi_{lim} = \frac{0,0035}{0,0035 + f_{yd}/E_s} \quad (3)$$

gdzie:  $f_{yd}$  oraz  $E_s$  – oznaczają odpowiednio obliczeniową granicę plastyczności i moduł sprężystości stali zbrojeniowej.

Do analizy nośności granicznej, zaleca się wykorzystywać paraboliczno – prostokątną zależność  $\sigma - \epsilon$  dla betonu i bilinearny wykres naprężeń w zbrojeniu (przy założeniu poziomej półki plastycznej) [2]. W metodzie ogólnej analizy przekrojów obciążonych momentem zginającym i siłą podłużną nośność wygodnie jest rozpatrywać w kilku zakresach, związanych z odkształceniami granicznymi w betonie i stali zbrojeniowej [5]. Klasyfikację zakresów odkształceń w funkcji zasięgu strefy ściskanej dla ogólnego przypadku obciążenia elementu mimośrodowo ściskanego pokazano schematycznie na rys.1, natomiast przedziały odkształceń w betonie i stali zbrojeniowej w poszczególnych zakresach zestawiono w tabl. 1.

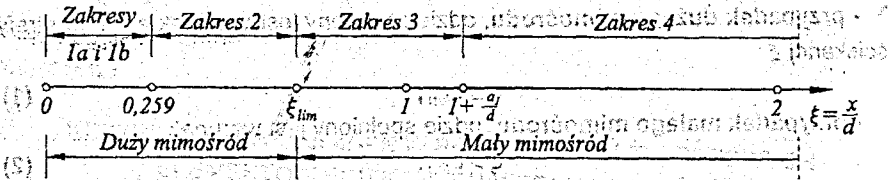
**Tablica 1**

Zakresy odkształceń w betonie i stali zgodne z założeniami modelu odkształceniowego

Zakres odkształceń /symbol/	Przedziały odkształceń [ä]		Uwagi
	$\epsilon_{s1}$ w zbrojeniu $A_{s1}$	$\epsilon_c$ w betonie ściskanym	
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
1a	$\epsilon_{s1} = 10,0 \text{ ä}$	$\epsilon_c < 2,0$	Duży mimośród

**Tablica 1 (zakążczenie)**

1	2	3	4
1b	$\epsilon_{s1} = 10,0 \%$	$2,0 \leq \epsilon_c < 3,5$	Duży mimośród
2	$\epsilon_{sy} \leq \epsilon_{s1} < 10,0 \%$	$\epsilon_c = 3,5 \%$	
3a	$0 \leq \epsilon_{s1} < \epsilon_{sy}$	$\epsilon_c = 3,5 \%$	Mały mimośród
3b	$\epsilon_{s1} < 0$	$\epsilon_c = 3,5 \%$	
4	$-2 \%$ $\leq \epsilon_{s1} < 0$	$2 \%$ $\leq \epsilon_c < 3,5 \%$	



**Rys. 1. Zasięg strefy ściskanej w zakresach obliczeniowych w przypadku dużego i małego mimośrodu, (oznaczenia zgodne z konwencją przyjętą w Eurokodzie 2).**

## 2. OKREŚLANIE NOŚNOŚCI PRZEKROJU MIMOŚRODOWO ŚCISKANEGO - WYKRESY INTERAKCJI

W wybranym przekroju prostokątnym elementu ściskanego o zadanych wymiarach  $b \times h$  i znanym zbrojeniu  $A_{s1}$  oraz  $A_{s2}$  (znanych cechach wytrzymałości betonu i stali zbrojeniowej), sprawdzanie nośności wymaga rozpatrzenia możliwych do wystąpienia kombinacji momentu zginającego  $M_{sd}$  i siły podłużnej  $N_{sd}$ .

Postępowanie obliczeniowe może dotyczyć następujących przypadków:

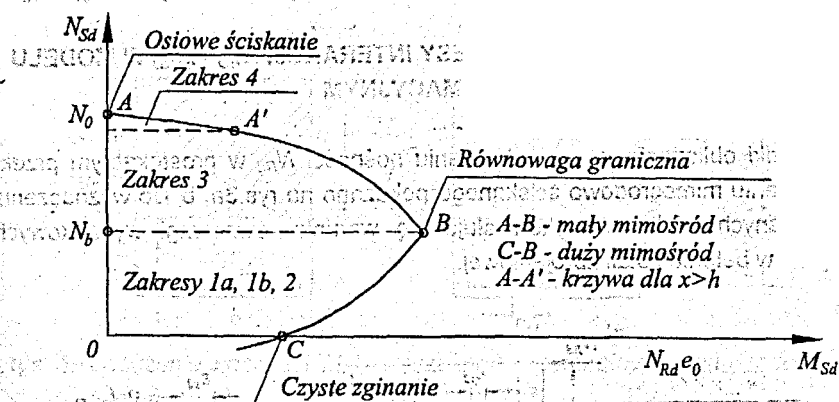
- zadany jest mimośród całkowity momentu i siły podłużnej i niezbędne jest określenie nośności  $N_{Rd}$  lub  $M_{Rd}$ ,
- zadany jest moment zginający  $M_{sd}$  i zachodzi potrzeba określenia nośności  $N_{Rd}$ ,
- zadana jest siła podłużna  $N_{sd}$ , należy określić nośność  $M_{Rd}$ .

W obliczeniach tych przypadków projektowania należy wykorzystywać równania równowagi sił przekrojowych i momentów zginających z jednoczesnym spełnieniem warunków zgodności odkształceń ze stanem naprężeń wywołanych przez obciążenie. Ogólne rozwiązania, nawet dla przekroju prostokątnego mają jednak bardzo rozbudowaną postać, stąd są mało przydatne w obliczeniach inżynierskich.



Kombinacje wartości siły  $N_{sd}$  oraz momentu  $M_{sd}$  wywołujących stan graniczny nośności rozpatrywanego przekroju, mogą być analizowane poprzez wykresy interakcji. Przykładowy schemat takiego wykresu dla przekroju dowolnego pokazano na rys. 2.

Wykres interakcji zbudowany jest z dwu krzywych: A – B oraz B – C, które przecinają się w punkcie B. Punkt ten jest wyznaczony poprzez określenie nośności granicznej  $N_{Rd}$  oraz  $M_{Rd}$  dla granicznego zasięgu strefy ściskanej  $\xi = \xi_{lim}$ , gdzie  $\xi_{lim}$  jest określone z zależności (3):



Rys. 2. Schematyczny wykres interakcji momentu i siły podłużnej w przekroju ściskanym mimośrodowo

Dowolna kombinacja obciążenia w punktach leżących na krzywej B – C wskazuje na przypadki obliczeniowe dużego mimośrodu (mechanizm zniszczenia elementu poprzez zbrojenie w strefie rozciąganej). Kombinacje obciążenia dające na wykresie punkty położone na krzywej A – B wskazują na przypadki obliczeniowe małego mimośrodu (mechanizm zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu w strefie ściskanej). Punkty położone wewnątrz obszaru ograniczonego krzywymi A – B i B – C należy rozpatrywać jako przypadki obliczeniowe obciążeń, dla których nośność przekroju nie zostaje osiągnięta. Natomiast kombinacje obciążenia wyznaczające punkty położone na zewnątrz obszaru ograniczonego krzywymi nie mogą być rozpatrywane w ujęciu założeń wynikających z Eurokodu 2.

Wykres interakcji dla rozpatrywanego przekroju prostokątnego ściskanego mimośrodowo może być sporządzony metodą kolejnego określania nośności  $N_{Rd}$  oraz  $M_{Rd}$ . Poniżej podano zależności pozwalające obliczać poszczególne punkty wykresu interakcji metodą analityczną. Poszukiwaną nośność  $N_{Rd}$  określimy z

równania sumy rzutów sił wewnętrznych na oś podłużną elementu ściskanego natomiast nośność  $M_{Rd}$  może być obliczona z sumy momentów względem środka ciężkości przekroju. Zapisujemy odpowiednio

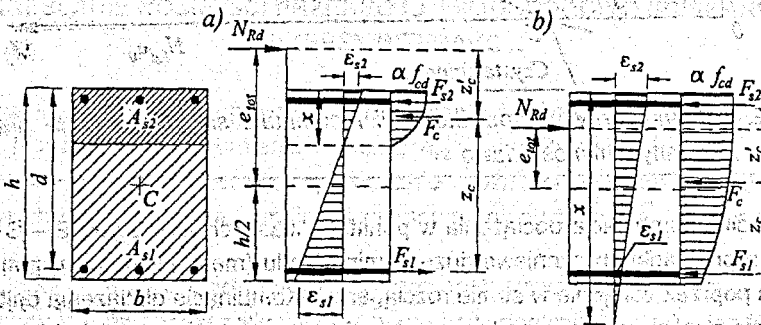
$$N_{Rd} = N_{Sd} = \omega db \alpha f_{cd} + A_{s2} \sigma_{s2} \pm A_{s1} \sigma_{s1}, \quad (4)$$

$$M_{Rd} = \omega db \alpha f_{cd} \left( \zeta d - \frac{h}{2} + a_1 \right) + A_{s2} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) \sigma_{s2} + A_{s1} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) \sigma_{s1} \quad (5)$$

gdzie:  $\omega$  oraz  $\zeta$  są funkcjami położenia osi obojętnej przekroju  $\xi$ ,  $\sigma_{s1}$  oraz  $\sigma_{s2}$  są naprężeniami w zbrojeniu, odpowiednio  $A_{s1}$  oraz  $A_{s2}$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  – odległości od krawędzi przekroju do środka ciężkości zbrojenia  $A_{s1}$  i  $A_{s2}$ .

### 3. RÓWNANIA OPISUJĄCE WYKRESY INTERAKCJI $N_{RD}$ - $M_{RD}$ W MODELU DEFORMACYJNYM

Przypadki obliczeniowe przy określaniu nośności  $N_{Rd}$  w prostokątnym przekroju elementu mimośrodowo ściskanego pokazano na rys.3a, b. Do wyznaczenia poszukiwanych wielkości wykorzystuje się warunki równowagi wypadkowych naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej.



Rys. 3. Przypadki obliczeniowe przy określaniu nośności  $N_{Rd}$  w przekroju ściskanym

#### 3.1. Zakres odkształceń 2

Nośności graniczne  $N_{Rd}$  i  $M_{Rd}$  można obliczyć z równań (4) i (5) podstawiając odpowiednie wyrażenia na funkcje  $\omega$  oraz  $\zeta$ . Wyprowadzenie tych funkcji podano m. in. w pracy [5]. Naprężenia  $\sigma_{s1}$  w zbrojeniu rozciągającym  $A_{s1}$  w zakresie 2. przyjmują wartość  $f_{yd}$ . Oznacza to, że zbrojenie to jest w pełni wykorzystane. Nośność  $N_{Rd}$  zapisujemy

$$N_{Rd} = N_{Sd} = \frac{17}{21} \xi db \alpha f_{cd} + A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} f_{yd} \quad (6)$$

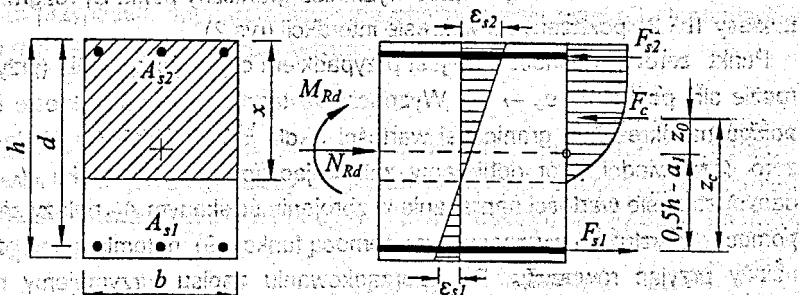
gdzie naprężenie  $\sigma_{s2}$  w zbrojeniu ściskającym określa się z prostej zależności

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s,$$

obliczając odkształcenie  $\varepsilon_{s2}$  ustalone z zasady płaskich przekrojów

$$\frac{0,0035}{\xi d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi d - a_2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0,0035 \frac{\xi - a_2 / d}{\xi} \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7)$$

Zasadę obliczenia nośności granicznej  $M_{Rd}$  w przekroju mimośrodkowo ściskającym według modelu deformacyjnego pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Obliczenie nośności  $M_{Rd}$  w przekroju prostokątnym mimośrodkowo ściskającym

Nośność graniczną  $M_{Rd}$  w zakresie odkształceń 2. oblicza się z wzoru

$$M_{Rd} = \frac{17}{21} \xi \left[ \left( 1 - \frac{99}{238} \xi \right) d - \frac{h}{2} + a_1 \right] db \alpha f_{cd} + A_{s2} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) \sigma_{s2} + A_{s1} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) f_{yd} \quad (8)$$

Punkt B równowagi granicznej na wykresie interakcji otrzymamy podstawiając do powyższych równań  $\xi = \xi_{lim}$ .

### 3.2. Zakres odkształceń 1b

Dla tego zakresu maksymalny zasięg strefy ściskanej (rys.1) wynosi:  $\xi \leq 0,259$ . Ponieważ wartość ta jest mniejsza od granicznej wartości  $\xi_{lim}$ , naprężenia w zbrojeniu  $A_{s1}$  są równe  $f_{yd}$ . (podobnie jak w zakresie odkształceń 2.). Naprężenia w zbrojeniu  $A_{s2}$  można obliczyć na podstawie odkształceń  $\varepsilon_{s2}$ , ustalonych jak poprzednio z zasady płaskich przekrojów (rys.3).

$$\frac{0,010}{d - \xi d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi d - a_2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0,01 \frac{\xi - a_2 / d}{\xi} \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (9)$$

Wykorzystując wyrażenie na funkcje  $\omega$  i  $\zeta$  określone w pracy [5] dla zakresu odkształceń 1b otrzymujemy zapis równań określających budowę wykresów interakcji

$$N_{Rd} = N_{Sd} = \left( \frac{16\xi - 1}{15} \right) db a f_{cd} + A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} f_{yd} \quad (10)$$

$$M_{Rd} = \left( \frac{16\xi - 1}{15} \right) \left[ \left( 1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1} \right) d - \frac{h}{2} + a_1 \right] db a f_{cd} + A_{s2} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) \sigma_{s2} + A_{s1} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) f_{yd} \quad (11)$$

Podstawienie wartości  $\xi = 0,259$  wyznacza graniczny punkt B<sub>1</sub> rozgraniczający zakresy 1b i 2, pokazany na wykresie interakcji (rys.2).

Punkt zerowej nośności  $N_{Rd}$  jest przypadkiem czystego zginania (przy mimośrodku sily podłużnej  $e_0 \rightarrow \infty$ ). Wyznaczenie tego punktu na wykresie interakcji polega na określeniu granicznej wartości  $\xi$ , dla której wyrażenie (4) jest równe zero. Odpowiedni wzór dobieramy zakładając spełnienie warunku  $N_{Rd} = 0$ . W danym zakresie wartości naprężenie w zbrojeniu ściskanym  $A_{s2}$  należy zapisać za pomocą odkształceń wyrażonych za pomocą funkcji (9), natomiast naprężenia  $\sigma_{s2}$  należy przyjąć równe  $f_{yd}$ . Po uporządkowaniu zapisu otrzymujemy równanie kwadratowe ze względu na  $\xi$ , którego rozwiązanie pozwala obliczyć poszukiwaną nośność  $M_{Rd}$  ze wzoru (5). Wartość ta wyznacza punkt C na wykresie interakcji (rys.2).

### 3.3. Zakres odkształceń 3a i 3b

W tym zakresie odkształceń (tabl.1) funkcje pomocnicze  $\omega$  i  $\zeta$  zapisane są identycznie jak w zakresie 2, dlatego też do określenia nośności granicznych  $N_{Rd}$  i  $M_{Rd}$  możemy wykorzystać wyrażenia (6) i (7), z odpowiednią korektą naprężeń w zbrojeniu.

Ponieważ w zakresie 3a spełniony jest warunek:  $1 \geq \xi \geq \xi_{lim}$  ustalamy, że naprężenia w zbrojeniu  $A_{s2}$  są równe granicy plastyczności. Natomiast z definicji zakresu 3a (tabl.1) naprężenia w zbrojeniu  $A_{s1}$  wyrazić należy w funkcji odkształceń następująco

$$\epsilon_{s1} = \frac{0,0035(1 - \xi)}{\xi} \quad (12)$$

W zakresie odkształceń 3b spełniony jest warunek  $\beta_h \geq \xi \geq 1$ , gdzie  $\beta_h = h/d = 1 + a_1/d$ . W tym przypadku odkształcenia zbrojenia  $A_{s1}$  zmieniają znak na ujemny

(ściskanie). Do wyznaczenia odkształceń  $\varepsilon_{s1}$  nadal obowiązuje wzór (10). Zatem wykres interakcji w zakresie 3a i 3b opisują równania

$$N_{Rd} = N_{Sd} = \frac{17}{21} \xi db \alpha f_{cd} + A_{s2} f_{yd} \pm A_{s1} \sigma_{s1}, \quad (13)$$

$$M_{Rd} = \frac{17}{21} \xi \left[ \left( 1 - \frac{99}{238} \xi \right) d - \frac{h}{2} + a_1 \right] db \alpha f_{cd} + A_{s2} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) f_{yd} \pm A_{s1} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) \sigma_{s1}. \quad (14)$$

Powyższe wartości wyznaczają punkt  $A_2$  na wykresie interakcji (rys.2).

### 3.4. Zakres odkształceń 4

Jest to przypadek, gdy strefa ściskana obejmuje cały przekrój elementu ściskanego mimośrodowo. Powyższy warunek można zapisać

$$x \geq h \text{ oraz } \xi \geq \beta_h = 1 + \frac{a_1}{d}$$

Naprężenia  $\sigma_{s2}$  w zbrojeniu  $A_{s2}$  jak poprzednio są równe  $f_{yd}$ , natomiast naprężenia w zbrojeniu  $A_{s1}$  należy ustalić obliczając odkształcenia tego zbrojenia na podstawie prawa płaskich przekrojów. Można posłużyć się wyrażeniem danym w pracy [5]

$$\varepsilon_{s1} = -0,001 \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}. \quad (15)$$

Do obliczenia nośności jak poprzednio wykorzystujemy wyrażenia (4) i (5). Zapis ogólny jest w tym zakresie bardziej złożony, z uwagi na rozbudowaną formę funkcji  $\omega$  i  $\zeta$  zależnych zarówno od  $\xi$  oraz  $\beta_h$ . Na podstawie pracy [5] zapisujemy

$$N_{Rd} = \left\{ \frac{2}{3} \left[ \xi + \frac{3}{14} \beta_h - (\xi - \beta_h)^2 \left( \xi - \frac{1}{7} \beta_h \right) / \left( \xi - \frac{3}{7} \beta_h \right)^2 \right] \right\} db \alpha f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} \sigma_{s2} \quad (16)$$

$$M_{Rd} = \left\{ \frac{3}{7} \beta_h \left( 1 - \frac{3}{14} \beta_h \right) + \frac{2}{3} \left( \xi - \frac{3}{7} \beta_h \right) \left( 1 - \frac{15}{56} \beta_h - \frac{3}{8} \xi \right) + \frac{7}{12} [8(\xi - 1)(7\xi - \beta_h) - (\xi - \beta_h)(35\xi - 3\beta_h)] \frac{(\xi - \beta_h)^2}{(7\xi - 3\beta_h)^2} \right\} d^2 b \alpha f_{cd} +$$

$$- \frac{2}{3} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) \left[ \xi + \frac{3}{14} \beta_h - (\xi - \beta_h)^2 \left( \xi - \frac{1}{7} \beta_h \right) / \left( \xi - \frac{3}{7} \beta_h \right)^2 \right] db \alpha f_{cd} +$$

$$+ A_{s2} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) f_{yd} - A_{s1} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) \sigma_{s1} \quad (17)$$

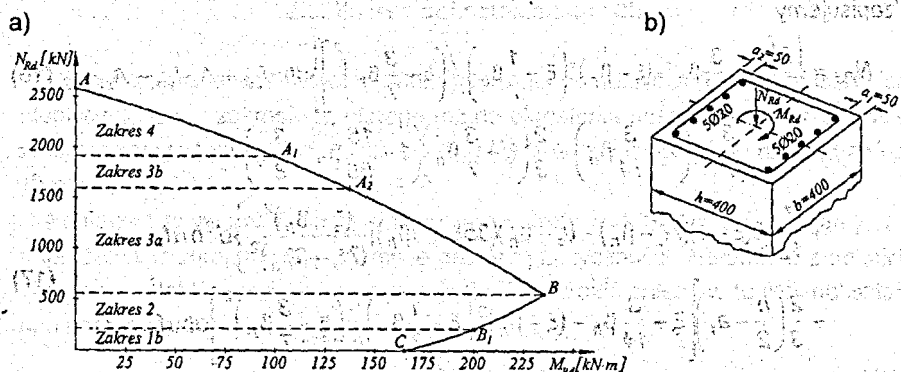
Obliczone wartości wyznaczają punkt  $A_3$  na wykresie interakcji danym na rys.2.

Punkt wykresu interakcji przy  $e \rightarrow 0$  jest teoretycznym przypadkiem osiowego ściskania. W ujęciu metody obliczeń opartej na modelu deformacyjnym odpowiada to przypadkowi  $\xi \rightarrow \infty$ . Dla tego przypadku nośność  $M_{Rd} \rightarrow 0$ , natomiast nośność  $N_{Rd}$  można obliczyć ze wzoru (16) podstawiając możliwie dużą wartość  $\xi$  (np.  $\xi = 100$ ) oraz przyjmując naprężenia w zbrojeniu  $\sigma_{s2} = \sigma_{s1} = f_{yd}$ . Określona w ten sposób nośność wyznacza punkt A na wykresie interakcji (punkt na osi rzędnych).

#### 4. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

Opracowano przykładowy wykres interakcji elementu mimośrodowo ściskanego o przekroju prostokątnym. Wymiary przekroju oraz układ zbrojenia pokazano na rys.5b. Założono, że beton jest klasy B20 ( $f_{cd} = 10,60$  MPa) oraz stal klasy A-III ( $f_{yd} = 350$  MPa) wg [2]. Zgodnie z założeniami Eurokodu 2 i norm krajowych [2], [3] obliczono dopuszczalne zakresy nośności granicznych  $N_{Rd}$  i  $M_{Rd}$  oraz odpowiadające im rzędne wykresu interakcji.

Obliczenia przeprowadzono dla kilku charakterystycznych punktów wykresu leżących na granicy między zakresami odkształceń obowiązującymi w modelu deformacyjnym. Przy obliczaniu rzędnej punktu na wykresie (nośność przekroju  $N_{Rd}$ ) oraz odciętej punktu interakcji (nośność przekroju  $M_{Rd}$ ) wykorzystano zależności wyprowadzone w p.3 niniejszej pracy. Wykonany na tej podstawie wykres interakcji  $M - N$  pokazano na rys.5a.



Rys. 5. Przykładowy wykres interakcji dla przekroju elementu mimośrodowo ściskanego o rzędnych obliczonych na podstawie modelu deformacyjnego

## PODSUMOWANIE

Równania krzywych interakcji wyprowadzone dla pryzmatycznego elementu ściskanego mimośrodowo na podstawie założeń wynikających z podanego w Eurokodzie 2 modelu deformacyjnego umożliwiają analizę wzajemnie dopuszczalnych przedziałów nośności granicznej momentu zginającego i siły podłużnej w przekroju. Wyprowadzone zależności w funkcji zasięgu strefy ściskanej przekroju dają się łatwo algorytmizować i rozwiązywać analitycznie metodą kolejnych podstawień lub przy użyciu wspomaganie komputerowego.

## LITERATURA

1. prEN 1992-1(1<sup>st</sup> draft). Eurokode 2. Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and rules for buildings. CEN. Brussels, December 1999.
2. PN-B-03264:1999. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa, styczeń 1999.
3. SNB 2.06.01- 97. Stroitielnyje Normy Respubliki Bielorus'. Konstrukciji Betonnyje i Żelezobetonnyje. Normy projektowaniija. (Projekt), Minsk 1997.
4. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Praca zbiorowa pod red. *M. Knauffa*. Raport Projektu KBN. T. I + III, Warszawa, 1997.
5. Łapko A.: Projektowanie konstrukcji żelbetowych. Wyd. Arkady, Warszawa, 2000 (w druku).



УДК 624.04

## РАСЧЕТ КРЕСТООБРАЗНОЙ ПЛИТЫ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

**Босаков С.В.**

Белорусская государственная политехническая академия

### ВВЕДЕНИЕ

В последнее время при строительстве на слабых грунтах стали широко использоваться плитные фундаменты, что позволяет значительно снизить продолжительность строительства и уменьшить стоимость работ нулевого цикла по сравнению с аналогичными показателями у свайных фундаментов. Однако теория расчета плит на упругом основании с распределительными свойствами разработана лишь для круглых и прямоугольных плит [1-3]. Для плит сложной формы в плане используются численные методы конечных разностей [4-6] и конечных элементов [7]. Ниже излагается подход, основанный на симбиозе способа Б.Н. Жемочкина [2] и метода Ритца [8], позволяющий рассчитывать плиты любой формы в плане на упругом основании любого типа на произвольную внешнюю нагрузку. Ранее в работах автора этот подход реализован для расчета прямоугольной плиты [9] и с соавтором плиты в форме сектора круга [10] на упругом основании.



## ПОСТАНОВКА И РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ

Рассмотрим крестообразную плиту постоянной цилиндрической жесткости  $D$ , лежащую без трения на упругом основании под действием нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузки (рис.1).

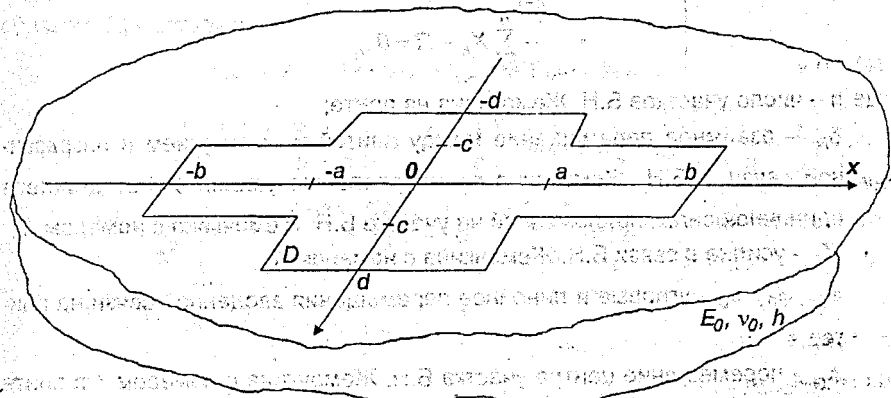


Рис.1. Крестообразная плита на упругом основании

Для расчета плиты разобьем ее поверхность на прямоугольные участки Б.Н. Жемочкина прямыми, параллельными координатным осям. В центре каждого участка поставим жесткий вертикальный стержень, через который осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Будем считать, что усилие в каждом стержне вызывает равномерную эпюру реактивных давлений на упругое основание в пределах каждого участка. Полученную многократно статически неопределимую систему рассчитываем смешанным методом строительной механики, приняв за неизвестные усилия в связях Б.Н. Жемочкина, линейные и угловые перемещения введенного на плите в начале координат (рис.1) защемления. Таким образом, способ Б.Н. Жемочкина позволяет перейти от решения сложной контактной задачи теории упругости для гибкой плиты сложной в плане формы со статическими граничными условиями к расчету методами строительной механики статически неопределимой плиты на упругоподатливых связях. Система канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина для расчета рассматриваемой плиты на упругом основании принимает вид [2]

$$\left\{ \begin{aligned} \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n (\delta_{ik} X_k + \varphi_{0x} Y_i + \varphi_{0y} X_i + u_0 + \Delta_{ip}) &= 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k Y_k + M_{px} &= 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k X_k + M_{py} &= 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k + R &= 0. \end{aligned} \right. \quad (1)$$

где  $n$  — число участков Б.Н. Жемочкина на плите;

$\delta_{ik}$  — взаимное перемещение между плитой и основанием в разрезанной связи  $i$  Б.Н. Жемочкина по направлению усилия  $X_i$  от действия единичной силы, приложенной на участке Б.Н. Жемочкина с номером  $k$ ;

$X_k$  — усилие в связи Б.Н. Жемочкина с номером  $k$ ;

$\varphi_{0x}, \varphi_{0y}, u_0$  — угловые и линейное перемещения введенной связи на плите;

$\Delta_{ip}$  — перемещение центра участка Б.Н. Жемочкина с номером  $i$  в плите с заземленной точкой от внешней нагрузки;

$M_{px}, M_{py}, R$  — моменты равнодействующей внешней нагрузки  $R$  относительно координатных осей и величина равнодействующей;

Согласно теории способа Б.Н. Жемочкина коэффициенты при неизвестных в (1) зависят от осадок упругого основания  $V(x, y)$  и прогибов плиты с заземленной точкой  $Z(x, y)$  и определяется формулой

$$\delta_{ik} = V_{ik} + Z_{ik}. \quad (2)$$

Осадки упругого основания  $V(x, y)$  для большинства существующих моделей упругого основания можно представить в форме [11]

$$V_{ik} = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 h} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1), \quad (3)$$

где  $E_0, \nu_0, h$  — параметры, характеризующие упругие свойства и размеры (например, толщину слоя) упругого основания;

$F_{ik}^0$  — безразмерная функция для определения перемещений центра прямоугольного участка Б.Н. Жемочкина с номером  $i$  на поверхности упругого полупространства от единичной силы, равномерно распределенной по участку с номером  $k$  [2];

$F_{ik}^1$  - корректирует функцию  $F_{ik}^0$  применительно к данной модели упругого основания.

Значительно большую сложность вызывает определение прогибов плиты с защемленной точкой  $Z_{ik}(x_i, y_i)$ . Предлагается их определять следующим образом. Представим

$$Z_{ik}(x_i, y_i) = Z_{ik}^0(x_i, y_i) + \sum_{n=1} A_n^k w_n(x_i, y_i), \quad (4)$$

$$Z_{ik}^0(x_i, y_i) = \frac{1}{16\pi D} \left\{ \left[ \alpha^2 \left( \frac{x_i}{a} - \frac{t}{a} \right)^2 + \left( \frac{y_i}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] \ln \left[ \alpha^2 \left( \frac{x_i}{a} - \frac{t}{a} \right)^2 + \left( \frac{y_i}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] - \right.$$

$$2 \left( \alpha^2 \frac{x_i t}{a^2} + \frac{y_i z}{b^2} \right) \left[ 1 + \ln \left( \alpha^2 \frac{t^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \right] + \left( \alpha^2 \frac{t^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \ln \left( \alpha^2 \frac{t^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) +$$

$$\left. \left( \alpha^2 \frac{x_i^2}{a^2} + \frac{y_i^2}{b^2} \right) \ln \left( \alpha^2 \frac{x_i^2}{a^2} + \frac{y_i^2}{b^2} \right) \right\}; \quad \alpha = \frac{a}{b};$$

$$w_1(x_i, y_i) = 2\alpha \frac{x_i y_i}{ab}; \quad w_2(x_i, y_i) = \alpha^2 \frac{x_i^2}{a^2} - \frac{y_i^2}{b^2};$$

$$w_3(x_i, y_i) = \alpha \frac{x_i}{a} \left( \alpha^2 \frac{x_i^2}{a^2} + \frac{y_i^2}{b^2} \right); \quad w_4(x_i, y_i) = \frac{y_i}{b} \left( \alpha^2 \frac{x_i^2}{a^2} + \frac{y_i^2}{b^2} \right);$$

В представлении (4)  $Z_{ik}^0(x_i, y_i)$  представляет прогибы точки  $M(x_i, y_i)$  плиты бесконечных размеров с защемленной в начале координат точкой от действия единичной силы, приложенной к точке  $N(t, z)$ . Впервые получено в работе [12];

$w_n(x_i, y_i)$  - частные решения Клебша [4], априори удовлетворяющие уравнениям равновесия плиты с защемленной точкой под действием сосредоточенной силы и кинематическим граничным условиям в защемленной точке. То есть, эти решения получаются из бигармонического уравнения [8]

$$\frac{\partial^4 w_m}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_m}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_m}{\partial y^4} = 0$$

$A_n^k$  - неопределенные коэффициенты. Для их определения используем метод Ритца [8]. Составляем функционал полной энергии плиты с защемленной точкой и действующей на нее сосредоточенной единичной силой. Этот функционал будет квадратичной функцией неопределенных коэффициентов  $A_n^k$  после интегрирования полной энергии по площади плиты  $\Omega$ . Из

условия минимума этого функционала определяются искомыми коэффициентами в (4), которые будут зависеть от размеров плиты, ее жесткости и положения единичной силы. Доказано, что при этом автоматически удовлетворяются статические граничные условия на свободных краях плиты с защемленной точкой [8].

Получено для плиты:

$$\begin{aligned}
 A_{22} &= \frac{Pb^2}{D} \frac{t^2 - z^2 + 1}{16} \frac{S_{22}^A}{b^2 [bc + a(d-c)]\beta}; & B_{22} &= \frac{Pb^2}{D} \frac{2tz}{16} \frac{S_{22}^B}{b^2 [bc + a(d-c)]\beta}; \\
 A_{31} &= \frac{Pb^2}{D} \frac{1}{3b^4} \left[ b^3 c(16 - 3\beta) + bc^3\beta + a(d^3 - c^3)\beta + a^3(c-d)(3\beta - 16) \right] \frac{t(t^2 + z^2)}{b^3} \frac{1}{16\pi} S_{31}^A; \\
 B_{31} &= \frac{Pb^2}{D} \frac{1}{3b^4} \left[ a^3(d-c)\beta + a(c^3 - d^3)(3\beta - 16) + bc^3(16 - 3\beta) + b^3 c\beta \right] \frac{z(t^2 + z^2)}{b^3} \frac{1}{16\pi} S_{31}^B.
 \end{aligned} \tag{5}$$

$$S_{22}^A = \frac{\beta}{b^2} \iint_{\Omega} \frac{8(ty - xz)(ty + x(z - 2y))}{(x^2 + y^2)((t-x)^2 + (y-z)^2)} dx dy;$$

$$S_{22}^B = \frac{\beta}{b^2} \iint_{\Omega} \frac{8(ty - xz)((t-x)x + y(y-z))}{(x^2 + y^2)((t-x)^2 + (y-z)^2)} dx dy;$$

$$S_{31}^A = \frac{8}{b^3} \iint_{\Omega} \frac{-(y-z)(ty - xz)\beta + x[(t-x)^2 + (y-z)^2](\beta - 4) \ln \frac{x^2 + y^2}{(t-x)^2 + (y-z)^2}}{[(t-x)^2 + (y-z)^2]} dx dy;$$

$$S_{31}^B = \frac{8}{b^3} \iint_{\Omega} \frac{-(t-x)(ty - xz)\beta + y[(t-x)^2 + (y-z)^2](\beta - 4) \ln \frac{x^2 + y^2}{(t-x)^2 + (y-z)^2}}{[(t-x)^2 + (y-z)^2]} dx dy.$$

В выражениях (5) интегрирование распространяется по всей площади плиты  $\Omega$ . Поэтому (5) частично применимо для плит любой формы в плане, но постоянной цилиндрической жесткости  $D$ .

Сделаем одно существенное с точки зрения реализации указанного подхода замечание: При вычислении прогибов плиты с защемленной точкой от действия сосредоточенной силы мы будем ограничиваться искомым выражением для прогибов в виде суммы особого решения и первых четырех частных решений Клебша. Подчеркнем, что для определения интегральной

величины как прогиб крестообразной плиты этого выражения вполне достаточно для получения требуемой точности. Однако для получения усилий в плите с защемленной точкой от действия внешней нагрузки этого числа решений Клебша явно недостаточно. Но нашей целью является определение именно прогибов плиты с защемленной точкой для определения коэффициентов канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина (1). В то же время снова подчеркнем, что первые четыре решения Клебша (4) соответствуют всем случаям симметричного и антисимметричного действия единичной силы на плиту.

Таким образом находятся коэффициенты при неизвестных усилиях в связях Б.Н. Жемочкина и свободные члены системы канонических уравнений (1). В результате решения системы определяются усилия в связях Б.Н. Жемочкина, а по ним — осадки плиты, численное дифференцирование которых позволяет определить усилия в плите.

### РЕЗУЛЬТАТЫ

В качестве примера рассмотрим крестообразную плиту  $a = 6$  м,  $b = 20$  м,  $c = 6$  м,  $d = 20$  м; толщиной  $h = 1.2$  м, лежащую на двухслойном основании [13] с характеристиками слоев:

$E_1 = 15$  МПа,  $h_1 = 2$  м,  $\nu_1 = 0.3$ ;  $E_2 = 25$  МПа,  $\nu_2 = 0.25$ . под действием равномерно распределенной нагрузки  $q = 100$  кН / м<sup>2</sup>.

При расчете плита разбивалась на 204 участка Б.Н. Жемочкина. На рис.2 представлены результаты расчетов по оси симметрии плиты для прогибов и реактивных давлений.

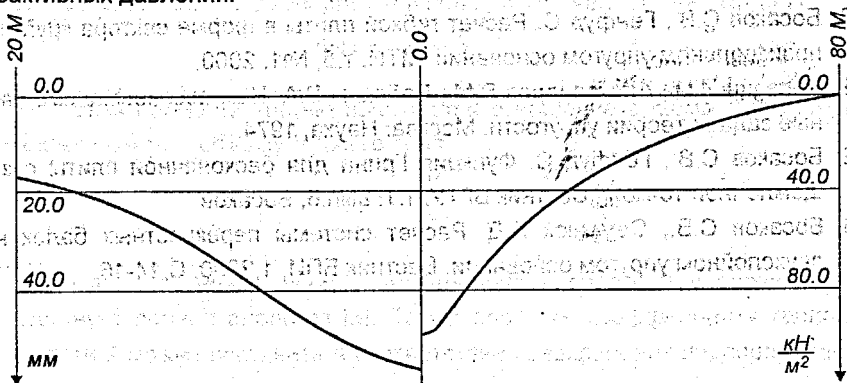


Рис.2. Распределение осадок (слева) и реактивных давлений (справа) по оси симметрии плиты.

## ВЫВОДЫ

Предлагаемый подход по расчету плит на упругом основании позволяет рассчитывать плиты различной формы в плане на упругом основании любого типа при действии произвольной внешней нагрузки. При необходимости подход может быть легко обобщен для плит переменной жесткости.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. Москва: Стройиздат (1984).
2. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Москва: Стройиздат (1962).
3. Клубин П.И. Расчет балочных и круглых плит на упругом основании. Инженерный сборник, 12, 1952.
4. Дураев А.Е. Расчет методом конечных разностей прямоугольных плит, лежащих на грунтовой основе, модуль деформации которого изменяется с глубиной. ОФМГ, 4, 1971. С.32-34.
5. Соломин В.И. Расчет прямоугольных плит на упругом полупространстве методом сеток. СМиРС, 6, 1960. С.
6. Дураев А.Е. Расчет конструкций на упругом основании с возрастающим по глубине модулем деформации. Изд-во Морд. ун-та, 1991. 192с.
7. Программный Комплекс МИРАЖ. Руководство пользователя. Киев, 1994.
8. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. Москва: Физматгиз, (1963).
9. Босаков С.В. К расчету прямоугольных плит на упругом основании. МТИ, т.5, №3, 2000.
10. Босаков С.В., Генфуд С. Расчет гибкой плиты в форме сектора круга на произвольном упругом основании. МТИ, т.5, №1, 2000.
11. Ворович И.И., Александров В.М., Бабешко В.А. Неклассические смешанные задачи теории упругости. Москва: Наука, 1974.
12. Босаков С.В., Генфуд С. Функция Грина для бесконечной плиты с защемленной точкой// Вестник БГТУ, т.1, вып.6, Босаков
13. Босаков С.В., Семенюк Я.Д. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном упругом основании. Вестник БПИ, 1, 2000. С.14-16.



УДК 697.137.2

## РАСЧЕТ ПАРОПРОНИЦАЕМОСТИ ПОРИСТЫХ МАТЕРИАЛОВ МЕТОДОМ АНАЛОГИИ

**Афонин А.В.**

*Брестский государственный технический университет*

В настоящее время разработано большое количество теоретических методов определения коэффициента теплопроводности пористых материалов [1,2]. Простейшие из них, основанные на рассмотрении моделей двухкомпонентной структуры и применении метода обобщенной проводимости, имеют вид зависимости эффективной теплопроводности  $\lambda_{эфф}$  от теплопроводностей непрерывной  $\lambda_n$  и диспергированной  $\lambda_d$  компонент и пористости  $\Pi$ :

$$\lambda_{эфф} = F(\lambda_d, \lambda_n, \Pi), \quad (1)$$

При этом под пористостью понимается отношение объема  $V_n$  непрерывной компоненты к объему  $V_0$  всего тела:

$$\Pi = \frac{V_n}{V_0}, \quad (2)$$

Как известно, между процессами теплопроводности и диффузии газов существует полная аналогия [3]. Таким образом, коэффициенту теплопроводности  $\lambda$  можно поставить в соответствие коэффициент паропроницаемости

сти  $\mu$  и получить соответствующее соотношение при сохранении геометрии модели:

$$\mu_{эфф} = F(\mu_n, \mu_0, V_n), \quad (3)$$

где  $\mu_{эфф}$  — эффективный коэффициент паропроницаемости;  
 $\mu_n$  и  $\mu_0$  — коэффициенты паропроницаемости непрерывной и диспергированной компоненты;  
 $V_n = V_n/V_0$  — относительный объем непрерывной компоненты.

Важным частным случаем соотношения (3) будет модель, в которой под непрерывной компонентой понимается воздух с известным коэффициентом паропроницаемости  $\mu_0 = 0.083$  г/(м·ч·мм рт. ст.), заполняющий поры, а под диспергированной компонентой — скелет тела с коэффициентом паропроницаемости, равным нулю. В этом случае величину  $V_n$  следует заменить на так называемую эффективную пористость  $\Pi_{эфф}$ , равную отношению объема  $V_{эфф}$  взаимосоединяющегося (или эффективного) порового пространства к объему всего тела  $V_0$ :

$$\Pi_{эфф} = \frac{V_{эфф}}{V_0}, \quad (4)$$

Далее вместо  $\Pi_{эфф}$  будем писать просто  $\Pi$ .

Таким образом, учитывая соображения размерности, будем иметь формулы вида

$$\mu = E(\mu_0, \Pi) = \mu_0 f(\Pi), \quad (5)$$

которые довольно просты и могут быть использованы для вычисления коэффициента паропроницаемости, исходя из значения эффективной пористости. Пористые тела, состоящие из материала однородной структуры будем называть гомогенными.

Предполагается, что для гетерогенных тел, состоящих из двух или более видов материалов, либо будут сначала использоваться формулы вида (5) для вычисления коэффициентов паропроницаемости каждого материала в отдельности, если известны значения эффективных пористостей, либо коэффициенты паропроницаемости будут найдены экспериментально. Затем полученные коэффициенты будут комбинироваться с помощью формул вида (3), исходя из величины относительного объема непрерывной компоненты.

Приведем примеры формул вида (3), аналогичных имеющимся в литературе [1,2] формулам вида (1), а также вытекающие из них формулы вида (5).



1. В качестве простейшей гетерогенной системы рассматривается система, состоящая из чередующихся друг с другом плоских слоев непрерывной и диспергированной компонент, причем слои могут быть расположены как перпендикулярно направлению диффузионного потока, так и параллельно ему. В первом случае эффективная паропроницаемость системы будет минимальной и определяется выражением

$$\mu_{\text{эфф}}^{\min} = \frac{\mu_{\delta}\mu_{\text{н}}}{v_{\text{н}}\mu_{\delta} + (1-v_{\text{н}})\mu_{\text{н}}}, \quad (6)$$

Во втором случае эффективная паропроницаемость системы будет максимальной и равной

$$\mu_{\text{эфф}}^{\max} = v_{\text{н}}\mu_{\text{н}} + (1-v_{\text{н}})\mu_{\delta}, \quad (7)$$

Для гомогенных пористых тел будем иметь в соответствии с (5):

$$\mu^{\min} = 0, \quad (8)$$

$$\mu^{\max} = \mu_{\text{в}}\Pi, \quad (9)$$

Эти соотношения ввиду исключительности описываемых ими предельных случаев и игнорирования характера структуры могут служить лишь для обозначения того диапазона, в котором должны лежать реальные значения коэффициентов паропроницаемости.

2. Максвелл получил соотношение, аналогичное следующему:

$$\mu_{\text{эфф}} = \mu_{\text{н}} \left[ \frac{\mu_{\delta} + 2\mu_{\text{н}} - 2(1-v_{\text{н}})(\mu_{\text{н}} - \mu_{\delta})}{\mu_{\delta} + 2\mu_{\text{н}} + (1-v_{\text{н}})(\mu_{\text{н}} - \mu_{\delta})} \right], \quad (10)$$

предполагая, что частицы диспергированной компоненты имеют сферическую форму и расстояние между ними велико по сравнению с размерами частиц.

Соответствующая формула вида (5) для гомогенной системы имеет вид:

$$\mu = \mu_{\text{в}} \frac{2\Pi}{3-\Pi}, \quad (11)$$

3. Бруггман вывел соотношение, которое применимо для расчета проводимости смесей, состоящих из сферических частиц:

$$1 - v_{\delta} = \frac{\mu_{\delta} - \mu_{\text{эфф}}}{\mu_{\delta} - \mu_{\text{н}}} \left( \frac{\mu_{\text{н}}}{\mu_{\text{эфф}}} \right)^{2/3}, \quad (12)$$

где  $v_{\delta} = 1 - v_{\text{н}}$  - относительный объем диспергированной компоненты.

Для гомогенного пористого материала получаем

$$\mu = \mu_0 \Pi^3 \quad (13)$$

4. В модели с взаимопроникающими компонентами

$$\mu_{эфф} = \mu_0 c^2 + \mu_n (1-c)^2 + \frac{2\mu_0 \mu_n c(1-c)}{\mu_n c + \mu_0 (1-c)} \quad (14)$$

где  $c$  - геометрический параметр модели, связанный с относительным объемом непрерывной компоненты уравнением

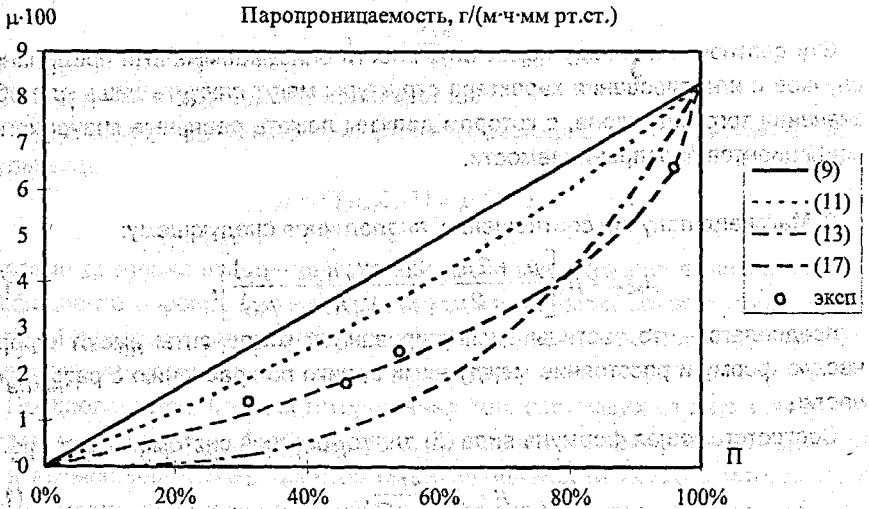
$$v_n = 2c^3 - 3c^2 + 1, \quad (15)$$

решение которого имеет вид

$$c = \frac{1}{2} - \sin \left[ \frac{\arcsin(2v_n - 1)}{3} \right] \quad (16)$$

Для гомогенного материала будем иметь

$$\mu = \mu_0 \left\{ \frac{1}{2} + \sin \left[ \frac{\arcsin(2\Pi - 1)}{3} \right] \right\}^2 \quad (17)$$



Рисунок

Для идентификации полученных моделей были использованы опытные данные [4] для материалов, которые можно характеризовать как материалы с взаимопроникающими компонентами. На рисунке показаны зависимости коэффициента паропроницаемости  $\mu$  от пористости  $\Pi$  согласно формулам

(9), (11), (13) и (17); а также данные эксперимента. Численные значения экспериментальных данных и вычислений по формуле (17) для материалов с взаимопроницаемыми компонентами приведены в таблице.

Таблица

Материал	Пористость П	Коэффициент паропроницаемости $\mu \cdot 10^2$ г/(м·ч·мм рт.ст.)	
		Формула (17)	Эксперимент
Плотный машинный кирпич	31%	1,14	1,4
Слабопористый кирпич	46%	1,86	1,8
Пористый кирпич	54%	2,30	2,5
Стекланная вата	96%	6,42	6,5

Как видно из рисунка и таблицы, предложенная для расчета коэффициента паропроницаемости формула (17) достаточно точно предсказывает опытные данные и может быть использована для расчета коэффициента  $\mu$  пористых строительных материалов при комнатных условиях. В дальнейшем предполагается обобщение моделей на случай различного температурного и влажностного состояния материалов.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Васильев Л.Л., Танаева С.А. Теплофизические свойства пористых материалов. - Мн., "Наука и техника", 1971. - 268 с.
2. Лыков А.В. Тепломассообмен (Справочник). - М., "Энергия", 1971. - 560 с.
3. Лыков А.В. Теоретические основы строительной теплофизики. - Мн., Изд-во Академии Наук БССР, 1961. - 520 с.
4. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. - 4-е изд., М., Стройиздат, 1973. - 287 с.



УДК 697.137.2

### ПРИМЕНЕНИЕ ПАКЕТА "МАТЕМАТИКА" ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ ФУНКЦИЙ ВЛИЯНИЯ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ МОДЕЛЕЙ ОСНОВАНИЙ

**Босаков С.В.**

*Белорусская государственная политехническая академия*

**Тарасевич А.Н.**

*Брестский государственный технический университет*

До настоящего времени не создана единая модель грунтового основания [1]. Поэтому при расчете фундаментных балок и плит инженер выбирает модель основания в соответствии с видом реального грунта и своей интуицией. В недавно вышедшей статье польских исследователей М. Грышманского и Р. Ярчыка [2] сделана попытка дать классификацию различных моделей упругого основания.

Для большинства моделей упругого основания функции влияния (функции перемещений граничной поверхности основания от сосредоточенной единичной силы) выражаются в виде несобственных интегралов от специальных функций и поэтому трудны для практического использования при непосредственных расчетах. В настоящей статье с помощью математической системы "Mathematika" получены выражения для функций влияния наиболее распространенных грунтовых моделей, причем отдельно выделена сингу-

*Босаков С.В. – д.т.н., профессор каф. строительной механики БГПА*

*Тарасевич А.Н. – ст. преподаватель каф. ОФигГ БГТУ*

лярная часть, содержащая особенность в виде решения Буссинеска [3] для упругого полупространства.

## § 1. МОДЕЛЬ УПРУГОГО, ОДНОРОДНОГО, ИЗОТРОПНОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА

В этой модели грунт рассматривается как непрерывная, однородная, изотропная среда, характеризующаяся модулем деформации  $E_0$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_0$ . Для определения напряжений и деформаций в этой среде используется решение теории упругости. Осадка полупространства, распространяющегося бесконечно в стороны и в глубину, при действии на него сосредоточенной силы определяется решением Буссинеска [4]

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \cdot \frac{1}{R}, \quad (1)$$

где:  $P$  – сосредоточенная сила;

$R$  – расстояние от точки приложения силы до точки, где определяется осадка;

$\nu_0$  и  $E_0$  – коэффициент Пуассона и модуль деформации грунта.

В точке приложения сосредоточенной силы осадка равна бесконечности. Функция, определяющая осадку полупространства действия единичной силы, и будет функцией влияния для данной модели грунта.

## § 2. МОДЕЛЬ ОДНОРОДНОГО, ИЗОТРОПНОГО СЛОЯ, ШАРНИРНО СОЕДИНЕННОГО С ЖЕСТКИМ НЕДЕФОРМИРОВАННЫМ ОСНОВАНИЕМ.

Модель упругого полупространства дает завышенные значения распределительной способности, поэтому разрабатывались модели распределительной способности которых занимала бы промежуточное положение между моделью Винклера и моделью упругого полупространства. Одной из таких моделей является модель сжимаемого слоя на недеформированном основании. Рассмотрим вначале шарнирное соединение слоя и основания. Данная модель характеризуется 3-мя параметрами: толщиной сжимаемого слоя, модулем деформации, коэффициентом Пуассона. Изменяя параметры модели, можно изменять ее распределительные способности и добиться хорошего совпадения теоретических расчетов с реальной работой грунта. При применении этой модели возникают трудности назначения мощности сжимаемого слоя. Построим функцию влияния для данной модели. Пере-

мещение поверхности от действия сосредоточенной силы определится по формуле [4]:

$$W(R) = \frac{P(1-\nu)}{\pi E_0 h} \int_0^{\infty} L(u) J_0\left(u \frac{R}{h}\right) du;$$

где:  $h$  – мощность сжимаемого слоя;  $P$  – сила;

$L(u)$  – ядро интегрального уравнения.

Для данной модели грунта  $L(u)$  имеет следующий вид:

$$L(u) = \frac{ch2u - 1}{sh2u + 2u};$$

Выражение  $L(u)$  с помощью разложения в ряд преобразуем к виду удобному для интегрирования

$$L(u) = 1 + \frac{e^{-2u} - 2u - 1}{sh2u + 2u} = 1 + e^{-2u} \sum_{k=0}^{\infty} a_k u^k.$$

Коэффициенты ряда находим с помощью пакета "Mathematica"

$a_0 = -1, a_1 = -3/2, a_2 = -1, a_3 = 1/3, a_4 = 0, a_5 = 1/18, a_6 = 1/45, a_7 = -1/945, a_8 = -4/945, a_9 = -1/675, a_{10} = 2/14175, a_{11} = 2209/467775.$

Наибольшая погрешность определения  $L(u)$  с помощью 12 коэффициентов  $a_k$  на интервале изменения  $0 < u < \infty$  не превышает 0,0001%

Воспользовавшись значениями интегралов [5]

$$\int_0^{\infty} J_0\left(\frac{R}{h} u\right) du = \frac{h}{R};$$

$$\int_0^{\infty} e^{-\alpha x} J_0(\beta x) u^k dx = \frac{\Gamma_{k+1}}{(\alpha^2 + \beta^2)^{\frac{k+1}{2}}} P_k\left(\frac{2}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}\right),$$

получим выражение для  $W(R)$  в виде

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 h} \left[ \frac{h}{R} + \sum_{k=0}^{\infty} a_k \frac{\Gamma_{k+1}}{(\alpha^2 + \beta^2)^{\frac{k+1}{2}}} P_k\left(\frac{2}{\sqrt{4 + \beta^2}}\right) \right].$$

где:  $\Gamma_{(z)}$  – Гамма функция [5];

$P_{(z)}$  – полином Лежандра [5].

### § 3. МОДЕЛЬ ОДНОРОДНОГО ИЗОТРОПНОГО СЛОЯ, ЖЕСТКО СОЕДИНЕННОГО С НЕДЕФОРМИРУЕМЫМ ОСНОВАНИЕМ.

Другой разновидностью модели упругий слой-несжимаемое основание, является модель с жестким соединением слоя и основания, т.е. отсутствие горизонтальных перемещений вдоль нижней границы слоя. Такое предположение ближе соответствует действительной работе грунта и дает меньшие значения осадок [ 1. ]. Перемещение поверхности от единичной силы определяется по формуле:

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi Eh} \int_0^R L(u) J_0\left(u \frac{R}{h}\right) du;$$

Ядро интегрального уравнения имеет для данной модели следующий вид:

$$L(u) = \frac{2\chi \times sh2u - 4u}{2\chi \times ch2u + \chi^2 - 1 + 4u^2}; \quad \chi = 3 - 4\nu_0.$$

Преобразуем выражения ядра к виду:

$$1 + e^{-2u} \sum_{k=0}^N b_k u^k.$$

Аналогично § 2 находим значение коэффициентов  $b_k$ :

$$b_1 = -1, \quad b_2 = \frac{2(1+\chi^2)}{(\chi-1)^2},$$

$$b_3 = \frac{2(3-8\chi+12\chi^2+\chi^4)}{(\chi-1)^4}, \quad b_4 = \frac{4(17-16\chi+18\chi^2+4\chi^3+\chi^4)}{3(\chi-1)^4},$$

$$b_5 = \frac{2(55-138\chi+171\chi^2+56\chi^3+37\chi^4+10\chi^5+\chi^6)}{3(\chi-1)^6}, \text{ значения остальных}$$

коэффициентов  $b_k$  приведены в численном виде в таблице №1, в связи со сложностью их выражений.

Таблица 1

$\mu, b_k$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$	$b_8$	$b_9$	$b_{10}$	$b_{11}$
0.25	-1.0	-1.556	-1.111	-0.444	-0.074	-0.016	-0.003	-0.001	0.009	0.003	-0.011
0.30	-1.0	-1.592	-1.183	-0.488	-0.064	0.019	-0.029	-0.008	0.051	0.014	-0.062
0.35	-1.0	-1.645	-1.289	-0.538	-0.023	0.023	-0.114	-0.021	0.169	-0.032	-0.223
0.40	-1.0	-1.722	-1.444	-0.593	0.074	0.019	-0.306	-0.026	0.468	0.046	-0.686
0.45	-1.0	-1.834	-1.669	-0.642	0.275	-0.013	-0.720	-0.011	-1.197	-0.008	-1.953
0.50	-1.0	-2.000	-2.000	-0.667	0.667	-0.133	-1.600	0.205	-2.952	-0.371	-5.403

Воспользовавшись значениями интегралов [5] по аналогии слоя, шарнирно соединенного с недеформируемым основанием, получим следующее выражение для осадки поверхности от сосредоточенной силы:

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 h} \left[ \frac{h}{R} + \sum_{k=0}^N b_k \frac{\Gamma_{k+1}}{(4+\beta^2)^{\frac{k+1}{2}}} P_k \left( \frac{2}{\sqrt{4+\beta^2}} \right) \right]$$

#### § 4. УПРУГОЕ ОДНОРОДНОЕ ИЗОТРОПНОЕ ЧЕТВЕРЬПРОСТРАНСТВО

В практике строительства возникает необходимость возведения зданий на неспокойном рельефе. В некоторых случаях обосновано применение модели упругого однородного четвертьпространства со свободными гранями. Выражение для вертикальных перемещений загруженной грани от действия нормальной сосредоточенной силы, приложенной в точке  $(a, 0)$  получим на основании работы [6]

$$W(r, z) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{G_0 \pi^3} \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty F(\nu_0, \tau, t) e^{-\sigma a c t} \text{Cos}(\tau t) \text{Cos}(\sigma z) k_r(\sigma r) dt d\sigma d\tau$$

После аппроксимации и последовательного интегрирования получим выражение для определения перемещения границы однородного четвертьпространства

$$W(r, z) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E} \left[ \frac{1}{\sqrt{(r-a)^2 + z^2}} + \frac{1+2f(\nu_0)}{\sqrt{(r+a)^2 + z^2}} \right]$$

где:  $f(\nu_0)$  - функция зависящая от  $\nu_0$  имеет следующее значение:

$$f(\nu_0) = \frac{1 - 4(1-2\nu_0) + 4(1-2\nu_0)^2 \frac{\pi^2}{16}}{\frac{\pi^2}{4} - 1 + 4(1-2\nu_0) \frac{\pi}{4} - 4(1-2\nu_0)^2 \frac{\pi^2}{16}}$$

#### § 5. МОДЕЛЬ УПРУГОГО ОДНОРОДНОГО ИЗОТРОПНОГО ВЕСОМОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА.

В статье [7] решена задача о вдавлении гладкого штампа в упругое полупространство с учетом начальных напряжений, создаваемых собственным весом полупространства. Рассмотрена задача о действии сосредоточенно единичной силы на границу полупространства, однако в формуле не выделена сингулярная часть и имеются неточности. Осадка поверхности полупространства определяется по формуле:



$$W(R) = \frac{P}{4\pi G_0} \int_0^{\infty} L(u) J_0(Ru) du.$$

Ядро интегрального уравнения для данной модели представим в следующем виде:

$$L(u) = \frac{2u}{2u + \gamma} = 1 - \frac{\gamma}{\gamma + 2u},$$

тогда

$$W(R) = \frac{P}{4\pi G_0} \left\{ \frac{1}{R} - \frac{\gamma\pi}{4} \left[ H_0\left(\frac{\gamma R}{2}\right) - Y_0\left(\frac{\gamma R}{2}\right) \right] \right\}.$$

где  $\gamma = \frac{\gamma_0}{G_0}$ ;  $\gamma_0$  – удельный вес полупространства,  $G_0$  – модуль сдвига;

$H_0(z), Y_0(z)$  – функции Бесселя [5].

Учитывая, что выражение  $\frac{\gamma R}{2}$  для реальных грунтов меньше единицы, после разложения в ряд разности функций будем иметь:

$$W(R) = \frac{P}{4\pi G_0} \left\{ \frac{1}{R} - \frac{\gamma}{2} \left[ \frac{\gamma R}{2} - \ln\left(\frac{\gamma R}{4}\right) + C \right] \right\},$$

Здесь  $C$  – постоянная Эйлера (0.57721...).

## § 6. МОДЕЛЬ НЕОДНОРОДНОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА С ПЕРЕМЕННЫМ КОЭФФИЦИЕНТОМ ПУАССОНА.

Все реальные тела, в том числе и грунт, обладают неоднородностью упругих и других свойств. Обзор известных публикаций для различных, неоднородных моделей дан в [8]. Из этого обзора видно, что чаще всего рассматривают степенную зависимость модуля упругости или модуля сдвига от глубины, реже рассматривается экспоненциальная зависимость, а коэффициент Пуассона принимают постоянной величиной. Однако известно, что коэффициент Пуассона зависит от пористости. В работах [9,10] даны общие решения задач теории упругости с переменным коэффициентом Пуассона и модулем сдвига и рассмотрено ряд конкретных примеров при постоянном модуле сдвига. В работе [10] дано выражение для вертикальных перемещений границы неоднородного полупространства под действием единичной, нормальной сосредоточенной силы  $P$ , приложенной в начале координат, когда коэффициент Пуассона изменяется по закону:

$$\nu(z) = \frac{1}{A + Be^{-az}}.$$

Осадка поверхности полупространства определяется по формуле:

$$W(R) = \frac{P}{2\pi G_0} \int_0^{\infty} L(u) J_0(Ru) du.$$

Функция  $L(u)$  имеет вид:

$$\begin{aligned} L(u) &= \frac{2u + \alpha}{2u(A+B) + \alpha A} = \frac{(A+B)(2u + \alpha)}{(A+B)[2u(A+B) + \alpha A]} = \\ &= \frac{1}{A+B} \left[ 1 + \frac{\alpha B}{2u(A+B) + \alpha A} \right]. \end{aligned}$$

Тогда

$$\begin{aligned} W(R) &= \frac{P}{2\pi G_0(A+B)} \int_0^{\infty} \left[ 1 + \frac{\alpha B}{2u(A+B) + \alpha A} \right] J_0(uR) du = \\ &= \frac{P}{2\pi G(A+B)} \left\{ \frac{1}{R} + \frac{\alpha B}{2(A+B)} \frac{\pi}{2} [H_0(z) - Y_0(z)] \right\}. \end{aligned}$$

При малых  $z = \frac{\alpha AR}{2(A+B)}$ , что соответствует для реальных грунтов

$$W(R) = \frac{P}{2\pi G_0(A+B)} \left\{ \frac{1}{R} + \frac{\alpha B}{2(A+B)} \left[ \frac{\alpha AR}{2(A+B)} - \ln \left( \frac{\alpha AR}{2(A+B)} \right) + C \right] \right\}.$$

Постоянные  $A$  и  $B$  определяются по значениям коэффициента Пуассона на поверхности и бесконечной глубине полупространства,  $\alpha$  определяет глубину изменения коэффициента Пуассона.

Так при  $\nu(0) = 0.5$  и  $\nu(\infty) = 0.25$   $A=1,3333$   $B=0,6667$ .

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов, М.И.; Маликова Т.А.; Соломин В.И. Расчет конструкций на утругом основании. М.: Стройиздат, 1984. 679с.
2. Gruzczanski M., Jurczyk P. Modele podloza gruntowege i ich ocena // Inzynieria i Budownictwa. - 1995. - № 2. - P. 98-104.
3. Градштейн П.С., Рыжик И.М. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений. М.: ФМ, 1963. 1093 с.
4. Boussinesq J. Applications des potentiels a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques. Paris, 1885.
5. Ворович И.И., Александров В.М., Бабешко В.А. Неклассические смешанные задачи теории упругости. М.: Наука, 1979. 222 с.

6. Босаков С.В. Действие сосредоточенной силы на упругое четверть пространство. Теоретическая и прикладная механика, вып. 15. Мн., 1988, С. 100-108.
7. Филиппова Л.М. Об учете сил веса в контактной задаче для упругого полупространства. Изв.Северо-Кавказского центра высшей школы. Естественные науки. 1, 1982. С. 32-33.
8. Развитие теории контактных задач в СССР. М.: Наука, 1976. 493 с.
9. Плевако В.П. О возможности использования гармонических функций при решении задач теории упругости неоднородных сред. – ПММ, 1972, т. 36, вып. 5, с. 886-894.
10. Кузнецов Е.А. Равновесие неоднородного полупространства в плоском и осесимметричном случаях. МТТ. № 2, 1984, с. 83-92.



УДК 697.137.2

## О ВЛИЯНИИ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ НА МОДУЛЬ УПРУГОСТИ БЕТОНА

*Павлова И. П.*

*Брестский государственный технический университет*

Хорошо известно, что бетон представляет собой композитный материал. Поэтому на прочностные и деформативные свойства бетона оказывают влияние как характеристики цементного камня, так и свойства заполнителей. В 1958 г. Hansen [1] предложил две модели для описания структуры бетона. Первая модель представляет собой материал, состоящий из стальной матрицы с внедренными в нее включениями из резины. Для этой модели применима зависимость

$$E_b = \frac{V_3}{V_b} \cdot E_3 + \left(1 - \frac{V_3}{V_b}\right) \cdot E_M \quad (1)$$

где  $E_b$ ,  $E_3$ ,  $E_M$  – модули упругости бетона, заполнителя и цементного камня, соответственно,

$V_3$ ,  $V_b$  – абсолютные объемы заполнителя и бетона, соответственно.

Второй модели удовлетворяет фиктивный двухкомпонентный материал, состоящий из матрицы мягкой резины с дисперсно распределенными в ней стальными включениями. Для этой модели модуль упругости определяется из выражения:

$$E_b = \frac{1}{\frac{V_M}{E_M} + \frac{V_z}{E_z}} \quad (2)$$

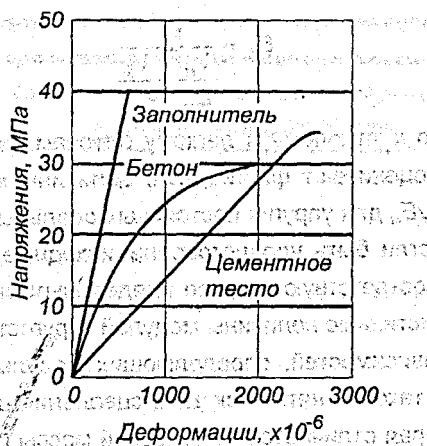
Применительно к тяжелому и легкому бетонам формулы (1) и (2) лишь приблизительно оценивают фактические величины модулей упругости, так как отношения  $E_z/E_M$  для упругих постоянных реальных материалов не столь велики, чтобы могли быть удовлетворены исходные предпосылки. Зависимости (1) и (2) соответствуют скорее предельным значениям, между которыми находятся истинные величины модулей упругости бетонов.

Ни одна из зависимостей, определяющих модуль упругости бетона, не включает в себя такое понятие как зона сцепления цементного камня с заполнителем, которая отличается от основной массы цементного геля и в которой образуются микротрещины.

Возвращаясь к композитной природе бетона, необходимо отметить, что, как и заполнитель, так и твердеющий цементный гель, подверженные нагружению, имеют практически линейные зависимости «напряжения — деформации» (рис. 1) [2]. Некоторая нелинейность зависимости для цементного геля может быть объяснена возникновением микротрещин при высоких напряжениях. Криволинейность зависимости «напряжения — деформации» для бетона может быть объяснена, базируясь на представлении о зоне сцепления твердеющего цементного камня и заполнителя, в которой происходит микротрещинообразование даже при ограниченном нагружении.

Почему зона сцепления отличается от основной массы твердеющего цементного камня? Микроструктура зоны сцепления сильно зависит от формирования и уплотнения бетона. На этой стадии частицы цемента неспособны плотно упаковаться из-за достаточно больших гранул заполнителя. Этот граничный эффект определяет, что меньшее количество цемента прогидратирует и заполнит поры в свежееуплотненной смеси. И, как следствие, зона сцепления имеет большую пористость, чем твердеющий цементный камень на расстоянии от заполнителя [3].

Зона сцепления существует не только на поверхности крупного заполнителя, но и на поверхности мелкого [4]. Здесь толщина зоны меньше, но в итоге все зоны суммируются в довольно значительный объем [4]: он находится в пределах  $1/3 - 1/2$  общего объема твердеющего цементного камня.



**Рис.1** Диаграмма «напряжения — деформации» для цементного теста, заполнителей и бетона согласно [2].

Если модуль упругости бетона или раствора принять как функцию количества и модулей упругости составляющих, то повышение жесткости одной из составляющих приведет к увеличению модуля упругости бетона или раствора. Результаты испытаний прочности бетона на сжатие показывают [5], что наиболее высокие значения достигаются в том случае, когда модуль упругости заполнителя равен модулю упругости матрицы раствора. При значении модуля упругости заполнителя выше или ниже значения модуля упругости матрицы прочность раствора (бетона) снижается.

Увеличение содержания заполнителя в случае  $E_s \gg E_p$  вызывает увеличение  $E_b$ , однако при этом происходит более интенсивное микротрещинообразование под нагрузкой. Результаты испытания бетона с высоким объемным содержанием крупного заполнителя и при полном заполнении межзерновых пустот цементным камнем, приведенные И. Н. Ахвердовым [6], показывают, что в этом случае прочность бетона снижается более интенсивно, чем бетона и раствора с низким отношением «заполнитель — цементный камень». Другими словами, варьирование количества заполнителя в бетоне оказывает совершенно различное влияние на его прочность и модуль упругости. В работе А. Cetin и R. L. Carrasquillo [7] рассматривается влияние процентного содержания и максимального размера заполнителей на прочностные и деформативные свойства бетона. Все полученные экспериментальные данные сравнивались с теоретическими согласно уравнениям, предложенным ACI 318 и ACI 363 для обычного и высокопрочного бетонов, соответственно.

$$E_c = 4730 \cdot (f'_c)^{0.5}, \text{ МПа} \quad (3)$$

$$E_c = 3320 \cdot (f'_c)^{0.5} + 6890, \text{ МПа} \quad (4)$$

Исследовались бетоны на различных видах заполнителей при процентном содержании заполнителя в бетоне 36%, 40% и 44% соответственно. Большой разброс экспериментальных данных по сравнению с теоретическими (рис. 2) показывает, что такая характеристика, как прочность не может в достаточной степени охарактеризовать такое свойство бетона как модуль упругости. Модуль упругости в значительной степени зависит от свойств заполнителя, таких как: минералогия, процентное содержание, размер и форма зерен.

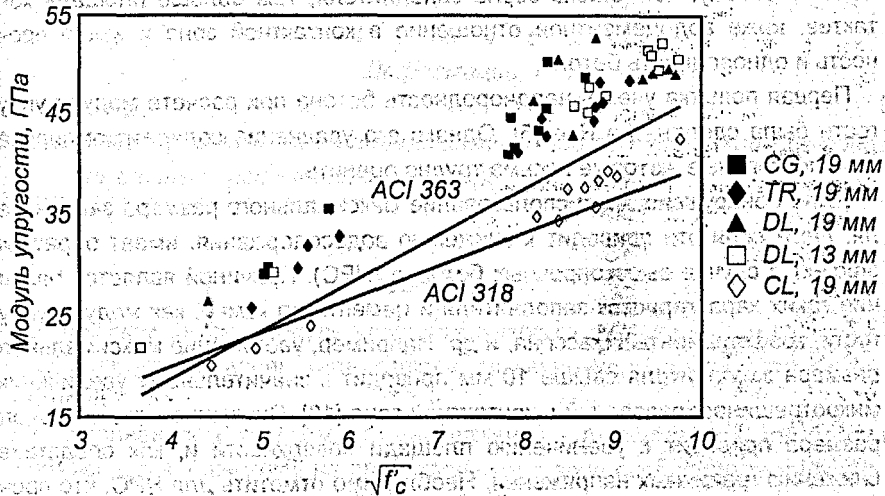


Рис. 2 Зависимость модуля упругости от  $\sqrt{f'_c}$  для бетонов на различных видах заполнителя согласно [7].

Нельзя отрицать того, что для одного и того же вида крупного заполнителя при постоянном количестве его в бетоне изменение качества цементного камня влияет на прочность при сжатии так же, как и на модуль упругости бетона. В данном случае изменение деформативно-прочностных свойств одного компонента бетона влияет на изменение свойств двухкомпонентной системы в целом. Поэтому имеет место зависимость  $E_c = f(f'_c)$ . Введение других видов заполнителей при прочих равных условиях легко нарушает эту взаимосвязь, так как в выражениях прочности бетона не учитываются де-

формативно-прочностные свойства заполнителей. Зависимости  $f_c = f(w/c; f_n)$  и  $E_c = f(f_c)$  не учитывают этих факторов, а поэтому не могут быть общими для всех видов бетонов.

Сведения о зависимости прочности и деформативности бетона от гранулометрии и объемной концентрации заполнителей весьма противоречивы. В работе И. М. Френкеля [8] отмечается, что цементный камень на поверхности заполнителя менее прочен, чем в слое отдаленного заполнителя. По его мнению, уменьшение крупности заполнителей приводит к увеличению числа дефектов структуры и снижению прочности.

С другой стороны, Н. В. Михайлов [9] отмечает, что вода в пленке цементного теста на поверхности заполнителей распределена неравномерно: её содержание увеличивается от поверхности заполнителя к периферии оболочки. Поэтому, чем ближе зерна заполнителя, тем больше площадь контактов, ниже водоцементное отношение в контактной зоне и выше прочность и однородность бетона.

Первая попытка учесть неоднородность бетона при расчете модуля упругости была сделана La Rue [5]. Однако его уравнение содержит эмпирические постоянные, которые весьма трудно оценить.

Было обнаружено, что использование максимального размера заполнителя, даже если это приводит к снижению водосодержания, имеет обратный эффект в случае высокопрочных бетонов (НРС). Причиной является различие таких характеристик заполнителя и цементного камня, как модули упругости, коэффициенты Пуассона, и др. Например, увеличение максимального размера заполнителя свыше 10 мм приводит к значительному увеличению микротрещинообразования в контактной зоне [10]. Снижение максимального размера приводит к увеличению площади поверхности и, как следствие, снижению граничных напряжений. Необходимо отметить для НРС, что прочность цементного камня высока из-за низкого водоцементного отношения и низкой пустотности. По этой причине, модуль упругости цементного камня не слишком отличается от модуля упругости заполнителя. Эта ситуация способствует лучшему сцеплению и более монолитному поведению.

Neville [2, 10] в своих исследованиях пришел к выводу, что линейная часть диаграммы «напряжения – деформации» в НРС достигает максимума, соответствующему 85% предельной прочности или даже выше (рис. 3). Трещинообразование в НРС проходит как через цементный камень, так и через частицы заполнителя. В высокопрочных бетонах заполнитель уже не действует как ограничитель трещин, и в результате разрушение более хрупкое.



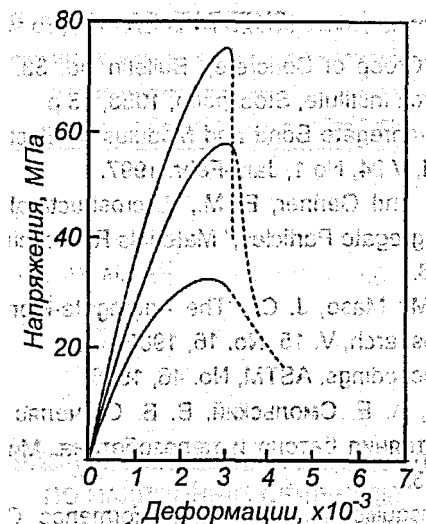


Рис. 3 Зависимость между напряжениями и деформациями для бетонов различных прочностей согласно [2].

### ВЫВОДЫ

1. В обычном бетоне модуль упругости матрицы значительно меньше модуля упругости заполнителя, отсюда снижение модуля упругости самого бетона.
2. Криволинейность зависимости «напряжения – деформации» для бетона объясняется, базируясь на представлении о зоне сцепления твердеющего цементного камня и заполнителя, в которой происходит микротрещинообразование даже при ограниченном нагружении.
3. В высокопрочных бетонах нет такой существенной разницы между модулем упругости матрицы и заполнителя, поэтому такому бетону соответствует более однородное поведение и, как следствие, более хрупкое разрушение.
4. Нет прямой зависимости модуля упругости бетона от его прочности. Величина модуля упругости зависит не только от свойств цементного камня, но также от вида и свойств заполнителя.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Hansen, T. C., "Creep of Concrete," Bulletin No. 33, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1958, 48 p.
2. Neville, A. M., "Aggregate Bond and Modulus of Elasticity of Concrete," ACI Materials Journal, V 94, No 1, Jan.-Febr. 1997.
3. Scrivener, K. L., and Gariner, E. M., "Microstructural Gradients in Cement Paste around Aggregate Particles," Materials Research Symposium Proceedings, V.114, 1988.
4. Monteiro, P. J. M.; Maso, J. C., "The Aggregate-Mortar Interface," Cement and Concrete Research, V. 15, No. 16, 1985.
5. La Rue H. A. Proceedings, ASTM, No. 46, 1946.
6. И. Н. Ахвердов, А. Е. Смольский, В. В. Скочеляс. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. Минск, «Наука и техника», 1973, стр. 232.
7. Cetin, A.; Carrasquillo, R. L., "High-Performance Concrete: Influence of Coarse Aggregates on Mechanical Properties," ACI Materials Journal, V 95, No. 3, May-June 1998.
8. Френкель И. М. Технологические основы и расчет состава бетона. - М., 1961.
9. Михайлов Н. В. Физико-химическая теория бетона и основные положения технологии бетона и железобетона. - М., 1985.
10. Neville, A. M., Properties of Concrete, Fourth and Final Edition, London, 1995.



УДК 624.012.45:539.4

## МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

*Щербач А.В.*

*Брестский государственный технический университет*

В практике проектирования железобетонных конструкций в нормативных документах разных стран применяют отличающиеся по принципам построения и получаемым результатам методы расчета по прочности на действие поперечных сил. Среди них следует выделить принятые в нормах Eurocode 2 [7] и СНиП 2.03.01-84\* [1] расчетные методы, к которым в той или иной степени близки и другие нормы. Они основаны на разных физических представлениях о работе конструктивных элементов в зоне среза. Eurocode 2 [7] придерживается ферменной аналогии, использующей раскосно-стержневую модель внутренних усилий в железобетонном элементе, а расчет по СНиП [1] производят по наклонным сечениям, рассматривая равновесие части элемента, ограниченной наклонной трещиной. С учетом этих независимых подходов происходит развитие и дальнейшее совершенствование указанных методик. Рассмотрим их основные положения и расчетные зависимости, позволяющие получать необходимые для сравнения результаты.

Представив железобетонный элемент, работающий на восприятие поперечных сил, в виде традиционной раскосой фермы (рис. 1), прочность по

нормам Eurocode 2 [7] рассчитывают для сжатых и растянутых поясов и раскосов.

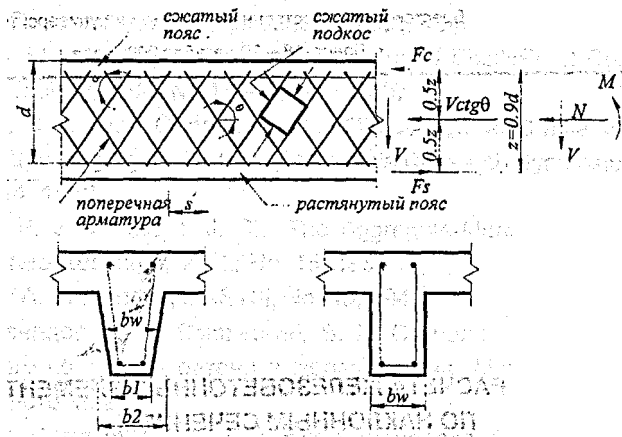


Рис.1. Расчетная схема к ферменной модели [7].

$\alpha$  - угол между поперечной и продольной арматурой;  
 $\theta$  - угол между сжатыми подкосами и продольной арматурой;

$F_{Ed}$  - расчетная величина растягивающего усилия в продольной арматуре;

$F_{cd}$  - расчетная величина сжимающего усилия в бетоне в направлении продольной оси;

$b_w = (b_1 + b_2) / 2$ ;  $z$  - плечо, соответствующее максимальному изгибающему моменту (для элементов с постоянной высотой поперечного сечения).

Общее условие прочности для элементов фермы [7]:

$$V_{Ed,w} < V_{Rd,ct} \quad (1)$$

где:  $V_{Ed,w}$  - расчетная величина поперечной силы;

$V_{Rd,ct}$  - расчетное сопротивление срезу элементов, без поперечного армирования.

Если условие (1) не выполняется, то рассматриваемый элемент должен быть обеспечен поперечным армированием таким образом, чтобы выполнялось условие:

$$V_{Ed,w} < V_{Rd,sy} \quad (2)$$

где:  $V_{Rd, sy}$  - расчетная величина максимальной поперечной силы, которая может быть передана через поперечную арматуру.

Рассмотрим случай, когда элементы нуждаются в поперечном армировании.

Для элементов не подверженных воздействию осевых усилий, с вертикальной поперечной арматурой, сопротивление сдвигу будет равняться меньшей из величин, определяемых по формулам [7]:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} ctg \theta, \quad (3)$$

$$V_{Rd, max} = b_w z v f_{cd} / (ctg \theta + tg \theta), \quad (4)$$

при  $\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} v f_{cd},$  (5)

где:  $v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5,$  (6)

$f_{ck}$  - цилиндрическая прочность на сжатие образцов в возрасте 28 суток;

$f_{ywd}$  - расчетное сопротивление хомутов;

$f_{cd}$  - расчетная величина цилиндрической прочности на сжатие;

$A_{sw}$  - площадь поперечного сечения хомутов.

Для элементов подверженных воздействию осевых усилий, с наклонной поперечной арматурой, сопротивление сдвигу будет равняться меньшей из величин, определяемых по формулам [7]:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} (ctg \theta + ctg \alpha) \sin \alpha, \quad (7)$$

$$V_{Rd, max} = b_w z v f_{cd} / (ctg \theta + ctg \alpha) / (1 + ctg^2 \theta); \quad (8)$$

при  $\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{0.5 v f_{cd} \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$  (9)

В случае элементов подверженных воздействию осевого сжимающего усилия, выражения (5) и (8) должны быть приведены, согласно [7], к значению  $V_{Rd, red}$ :

$$V_{Rd, red} = 1.67 V_{Rd, max} (1 - \sigma_{cp, eff} / f_{cd}) < V_{Rd, max}, \quad (10)$$

где:  $\sigma_{cp, eff} = N_{Ed} / A_c,$  (11)

$V_{Rd, red}$  - приведенная величина  $V_{Rd, max}$ .

$\sigma_{cp,eff}$  - эффективное напряжение в бетоне, возникшее под воздействием расчетного осевого усилия и получаемое за счет усреднения эпюры напряжений по поперечному сечению элемента;

$N_{Ed}$  - расчетное осевое усилие;

$A_c$  - общая площадь поперечного сечения элемента.

Для растянутых элементов согласно [7]  $ctg\theta$  принимается равным единице.

Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре, возникающее в результате сдвига определяется по формуле [7]:

$$T_d = 0.5V_{Ed,w}(ctg\theta = ctg\alpha), \quad (12)$$

где:  $V_{Ed,w}$  - расчетная величина поперечной силы.

Расчет поясов и раскосов фермы производят, последовательно задаваясь углом наклона бетонных полос  $\theta$  в диапазоне  $21.8^\circ \leq \theta < 45^\circ$ .

Согласно СНиП [1] расчет элементов без поперечной арматуры производят согласно условию (84), полученному в результате испытания балок с однозначной эпюрой изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил. Однако широко применяются элементы, работающие в условиях знакопеременных изгибающих моментов (балки на упругом основании, неразрезные балки и др.).

Экспериментальные исследования железобетонных элементов с двузначной и однозначной эпюрами изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил свидетельствуют о различии в их несущей способности [8]. Анализ опытных данных согласно [8] в зависимости от относительных величин пролета среза и изгибающих моментов позволил разработать предложения по расчету прочности по наклонным сечениям, учитывающие особенности их работы при наличии знакопеременной эпюры моментов в зоне действия поперечных сил:

$$\left. \begin{aligned} Q_{bf1} &= \frac{\varphi_1 \varphi_{sin} F_b h_0}{c} \\ Q_{bf2} &= \frac{\varphi_2 \varphi_{sin} F_b}{1 + \frac{M}{Qh_0}} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

где:  $\varphi_1, \varphi_2$  - численные коэффициенты;

$\varphi_{sin}$  - коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры, нормальных трещин и продольных сил:  $\varphi_{sin} = \varphi_s \varphi_l (1 + \varphi_n)$ ;

где  $F_b$  — усилие в бетоне:  $F_b = R_{bt}bh_0$ .

Прочность железобетонных элементов считается обеспеченной, если выполняется одно из условий:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &\leq Q_{b1}, \\ Q_2 &\leq Q_{b2}, \end{aligned} \right\} \text{ (14)}$$

где:  $Q_1, Q_2$  — поперечные силы, определяемые от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения, при распорной балочной работе элементов.

При сравнении опытов с расчетом по формулам (13), согласно [8] установлено их лучшее совпадение, чем при сопоставлении со СНиП [1].

Результаты проведенных исследований в области сопротивления железобетона [3] действию поперечных сил, выполненные различными исследователями в последние годы, послужили основанием для разработки расчетных схем и моделей, более правильно отражающих фактический характер работы железобетонного элемента при действии поперечных сил. Исходя из фактического характера работы элемента при действии поперечных сил, опираясь на основные положения [4], была предложена расчетная схема в виде трехблочной системы. Она состоит из жестких бетонных блоков, соединенных между собой податливыми связями (рис. 2).

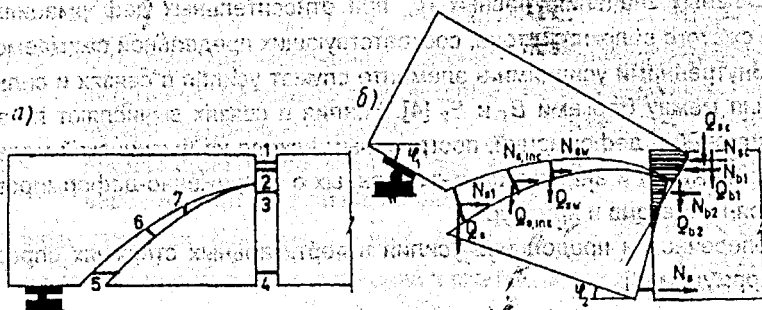


Рис. 2. Физическая модель (а), кинематическая схема деформирования элемента и распределение внутренних усилий при действии поперечных сил (б).

- Связи: 1 — верхняя продольная арматура;  
 2, 3 — бетон сжатой зоны над и под вершиной наклонной трещины;  
 4, 5 — нижняя продольная арматура;  
 6, 7 — наклонная и вертикальная поперечная арматура.

Результаты экспериментов показывают [3], что образование критической наклонной трещины резко замедляет рост нормальных трещин. С дальнейшим увеличением внешней нагрузки интенсивно увеличивается ширина раскрытия критической наклонной трещины, а положение нейтральной оси в нормальном сечении и ширина раскрытия нормальной трещины меняются незаметно. В результате нижний блок, непосредственно связанный с нормальной трещиной, поворачивается меньше, чем верхний, поворот которого непосредственно зависит от раскрытия ширины и развития критической наклонной трещины. Это приводит к взаимному смещению блоков  $B_1$  и  $B_2$  вдоль критической наклонной трещины.

Исходя из характера деформирования элемента при действии поперечных сил принимается, что после образования критической наклонной трещины верхний блок поворачивается относительно горизонтальной оси, проходящей по границе сжатой зоны в наклонном сечении.

Кинематическая схема деформирования, распределение внутренних усилий и причины исчерпания несущей способности системы принимают по методике [4].

Расчетная схема предельного равновесия железобетонного элемента приведена на рис. 3. За критерий исчерпания несущей способности элемента принимается разрушение связи 2 при достижении нормальными напряжениями в бетоне верхнего блока на уровне вершины наклонной трещины предельных значений, равных  $R_b$ , при относительных деформациях крайнего сжатого волокна бетона, соответствующих предельной сжимаемости  $\epsilon_{bu}$  [3]. Внутренними усилиями в элементе служат усилия в связях и силы зацепления между блоками  $B_1$  и  $B_2$  [4]. Усилия в связях вычисляются по эпорам напряжений и деформаций, построенным исходя из физической модели работы элемента и анализа опытных данных о напряженно-деформированном состоянии бетона и арматуры.

Поперечное и продольное усилия в вертикальных стержнях определяют по формулам [3]:

$$\left. \begin{aligned} Q_{sw} &= (A_{sw} R_{sw} C / S) \cos(\varphi_1 - \varphi_2) \\ N_{sw} &= (A_{sw} R_{sw} C / S) \sin(\varphi_1 - \varphi_2) \end{aligned} \right\} \text{ (15)}$$

Поперечное и продольное усилия в наклонных стержнях находят по формулам:

$$\left. \begin{aligned} Q_{s,inc} &= A_{s,inc} R_{s,inc} \sin(\beta + \varphi_1 - \varphi_2) \\ N_{s,inc} &= A_{s,inc} R_{s,inc} \cos(\beta + \varphi_1 - \varphi_2) \end{aligned} \right\} \text{ (16)}$$



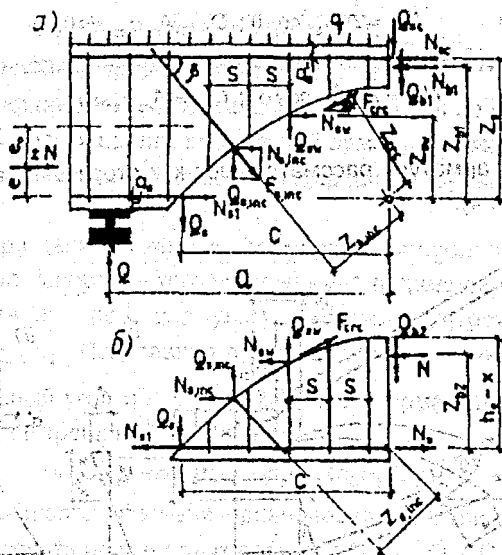


Рис. 3. Расчетная схема предельного равновесия верхнего (а) и нижнего (б) блоков согласно [3].

Исходя из принятой схемы деформирования (рис. 5) определяют углы поворота блоков:

$$\varphi_1 = (\Delta_b - \Delta_b^0) / x, \quad \varphi_2 = \Delta_b^0 / (x_0 - x); \quad (17)$$

где:  $\Delta_b$  и  $\Delta_b^0$  - деформации укорочения бетона в верхнем блоке соответственно на уровне сжатой грани сечения и вершины критической наклонной трещины;

$\Delta_b^0$  - деформация укорочения бетона в нижнем блоке на уровне вершины критической наклонной трещины.

На основе анализа опытных данных  $\Delta_b^0 = \epsilon_b L_b$ ,  $\Delta_b^0 = \epsilon_b L_b$  и  $\Delta_b = \epsilon_{bu} L_b$  ( $L_b$  - длина зоны концентрации напряжений в сжатом бетоне):

Нормальные усилия в бетоне над и под вершиной наклонной трещины определяют по формулам [3]:

$$\left. \begin{aligned} N_{b1} &= \omega_1 R_b b x \\ N_{b2} &= \omega_2 0.5 \sigma_b b (x_0 - x) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Усилие в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении:

$$N_s = A_s R_s, \quad (19)$$

Продольное и поперечное усилия в продольной растянутой арматуре в месте ее пересечения наклонной трещиной находят с учетом угла поворота:

$$N_{st} = A_s \sigma_{st} \cos \theta; Q_s = A_s \sigma_{st} \sin \theta, \quad (20)$$

Усилия в продольной сжатой арматуре в конце наклонной трещины:

$$N_{sc} = A_{sc} \sigma_{sc} \cos \varphi_1; Q_{sc} = A_{sc} \sigma_{sc} \sin \varphi_1, \quad (21)$$

Продольную арматуру рассматривают как стержень, заделанный в блоки  $B_1$  и  $B_2$  (см. рис. 4).

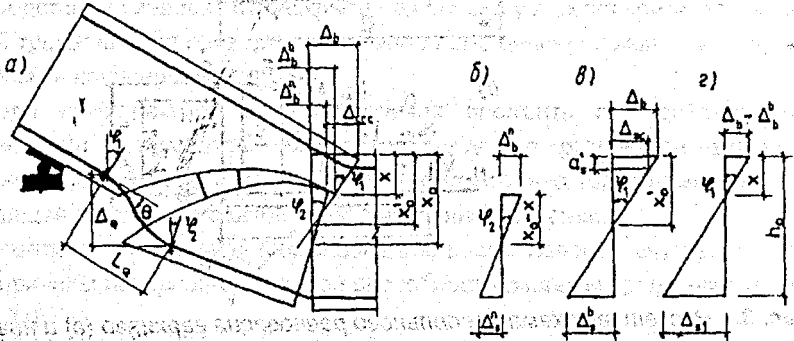


Рис. 4. Кинематическая схема деформирования элемента (а) и эпюры деформаций в нормальном (б, в) и наклонном (з) сечениях согласно [3].

В процессе деформирования левый конец стержня вместе с блоком  $B_1$  поворачивается на угол  $\varphi_1$ , а правый вместе с блоком  $B_2$  — на угол  $\varphi_2$ . При повороте блоков на разный угол вертикальное смещение концов стержня составляет [4] примерно  $\Delta_Q = (\varphi_1 - \varphi_2) \cdot C$ . Перемещение концов на  $\Delta_Q$  в стержне вызывает изгибающий момент, определяемый по известной формуле теории упругости  $M = 6EI\Delta_Q / L_Q^2$ . С другой стороны, как показывают результаты экспериментов, при поперечном изгибе продольной арматуры появляется значительная разница между деформациями верхних и нижних волокон стержня в одном сечении: При этом максимальные деформации на крайних волокнах в несколько раз больше осевых в этих же сечениях. В таком случае, предполагая, что напряжение в растянутой грани стержня достигает  $R_s$ , изгибающий момент, воспринимаемый арматурным поясом в этих сечениях [3],

$$M = (R_s - \sigma_{st}) W_s, \quad (22)$$

где:  $\sigma_{st}$  - осевое растягивающее напряжение в продольной арматуре в начале наклонной трещины. Тогда длина стержня между точками защемления:

$$L_Q = \omega_3 \sqrt{3d_s E_s \Delta_Q / (R_s - \sigma_s)}, \quad (23)$$

где:  $d_s$  - толщина арматурного пояса;  
 $\omega_3$  - коэффициент, учитывающий сопротивление бетона свободному перемещению продольной арматуры в теле бетона.

На основе анализа опытных данных коэффициент  $\omega_3$  можно принимать равным 0,5.

Известно, что при данной схеме деформирования продольной арматуры, максимальный угол поворота стержня возникает в средней части, а его величина, вычисленная по формулам теории упругости, составляет  $(E\theta)_{x=0,5L_Q} = 1,5IE\Delta_Q / L_Q$ . Подставляя в эту формулу значения  $\Delta_Q$  и  $L_Q$ , определяют максимальный угол поворота продольной арматуры в месте ее пересечения наклонной трещиной:

$$\theta = \sqrt{3(R_s - \sigma_{s1}) \cdot (\varphi_1 - \varphi_2) C / (d_s E_s)}, \quad (24)$$

Итак, мы имеем шесть уравнений равновесия - по три для верхнего и нижнего блоков и десять неизвестных величин:  $Q$ ,  $Q_{b1}$ ,  $Q_{b2}$ ,  $C$ ,  $x$ ,  $x_0$ ,  $\sigma_b$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_{s1}$  и  $\sigma_{s0}$ . Для решения поставленной задачи необходимо еще четыре уравнения. С этой целью используют уравнения деформирования системы, описывающие поворот блоков  $B_1$  и  $B_2$  относительно горизонтальной оси, проходящей по границе сжатой зоны в нормальном и наклонном сечениях.

Таким образом, совместно решая все уравнения равновесия внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении, можно определить несущую способность элемента при действии поперечных сил согласно [3]. Однако в данной методике нет никаких указаний по поводу принципа определения  $s_0$  - величины проекции наклонной трещины. При этом необходимо отметить, что представляемый метод несмотря на свою сложность и попытку приблизиться к физической модели работы приопорного сечения не только не лишен условностей, но и вводит новые, предпринимая попытку усовершенствовать модель сечений по СНиП 2.03.01-84\* [1].

Довольно часто появляется необходимость оценки прочности железобетонных сечений, у которых сжатая зона состоит из разных бетонов (или бетонов одного проектного состава, но выполненных с разрывом во времени). Такая задача возникает, например, при расчете сборно-монолитных конструкций.

Авторами [7] предложена следующая методика расчета. В дополнение к формулам (1)-(12) касательные напряжения, действующие по поверхности контакта между сборным и монолитным бетоном должны удовлетворять следующему условию:

$$V_{Edi} = V_{Rdi} \quad (25)$$

где:  $V_{Edi}$  — расчетная величина касательного напряжения действующего по поверхности контакта бетонов;  $V_{Rdi}$  — расчетное сопротивление сдвигу по поверхности, определяемое из выражения:

$$V_{Rdi} = cf_{ctk,0.05} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.2f_{cd} \quad (26)$$

где:  $c$  и  $\mu$  — коэффициенты, зависящие от шероховатости поверхности стыкового соединения;

$f_{ctk,0.05}$  — нормативное сопротивление при растяжении менее прочного бетона в составном сечении;

$\sigma_n$  — нормальные напряжения, действующие на плоскость контакта;

$$\rho = A_s/A_i;$$

$A_s$  — площадь поперечного сечения арматуры, пересекающей поверхность соприкосновения бетонов;

$A_i$  — площадь стыка;

угол  $\alpha$  — угол наклона армирования к плоскости стыка, показан на рис. 5 ( $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ ).

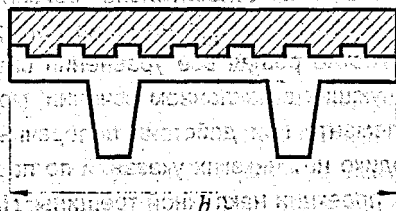


Рис. 5. К расчету сборно-монолитных элементов:

а) пример поверхности соприкосновения монолитного и сборного бетонов, б) зубчатый стык.

С конца 60-х годов ведутся работы по созданию физически обоснованной методики расчета железобетонных элементов на поперечную силу [6], которые, однако, пока далеки от завершения. К рассмотрению предлагается еще один метод расчета. Его, очевидно, нельзя назвать физическим в полном смысле этого слова, поскольку он оперирует некоторой идеализированной формой эпюр напряжений в сжатой зоне и использует феноменологический критерий прочности бетона. В то же время он отражает структуру сопротивления срезу железобетонных элементов, а использование идеализации позволяет сделать пригодными для практики.

Рассмотрим железобетонную балку прямоугольного сечения без поперечной арматуры (рис. 6). После образования наклонных трещин балка превращается в бетонную арку, затянутую продольной арматурой. Ригель этой арки подвергается совместному действию сжатия и среза. Допустим, что, в момент разрушения бетон ригеля переходит в пластическое состояние, подобно тому, как это предполагается при расчете нормальных сечений. Это позволяет считать, что эпюры нормальных и касательных напряжений в зоне над наклонной трещиной имеют прямоугольную форму с ординатами  $\sigma$  и  $\tau$  (см. рис. 6). При этом  $\sigma$  и  $\tau$  определяют из уравнений равновесия [5]:



$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{bxz} \\ \tau &= \frac{Q}{bx} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

где:  $z$  – плечо внутренней пары.

При такой идеализации занижаются максимальные нормальные [5] напряжения в бетоне, но этот фактор не вносит существенной погрешности в результаты расчета.

Высоту сжатой зоны бетона над вершиной наклонной трещины  $x$  определяют из уравнения равновесия нормальных сил:

$$\sigma_b x - \sigma_s A_s = 0, \quad (28)$$

и условия совместности деформаций при взаимном повороте крайнего и среднего блоков балки вокруг вершины наклонной трещины (см. рис. 6)

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = \frac{x}{h_0 - x} \quad (29)$$

Принятие такого деформационного условия равносильно предположению о том, что затяжка арки по всей длине лишена сцепления с бетоном [5]. Такое допущение близко к действительности (см. рис. 6).

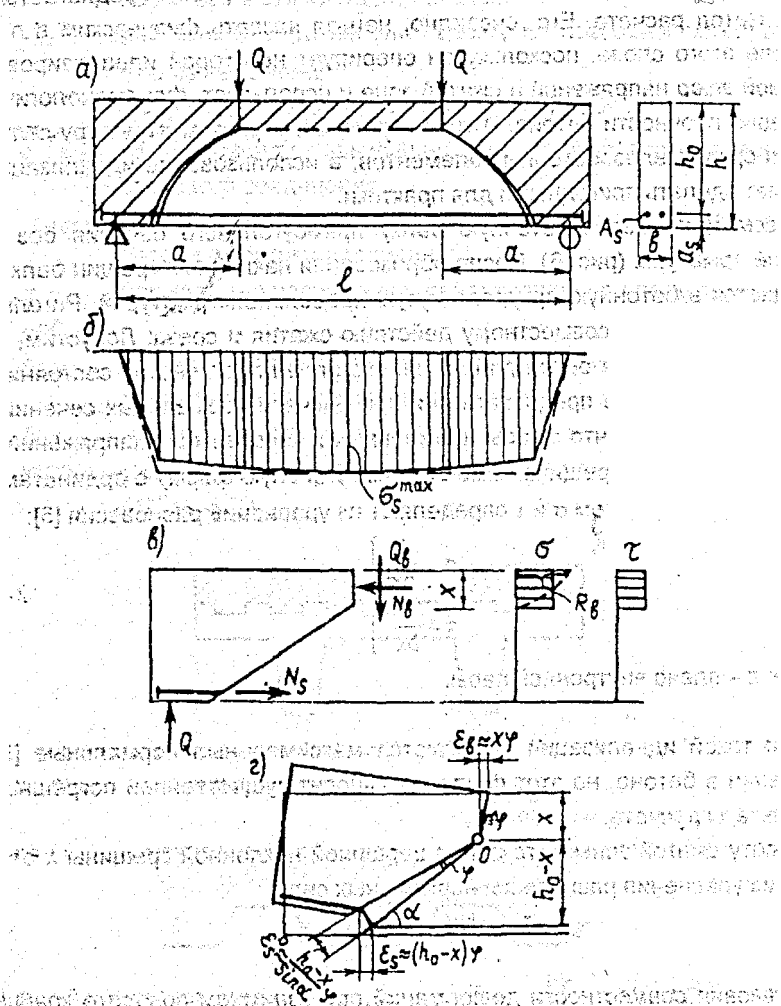


Рис. 6. Расчет балочных элементов

- а — прямоугольного сечения на действие поперечных сил;
- б — схема изменения напряжений в арматуре по длине пролета и ее идеализация;
- в — схема усилий в сечении и расчетные эпюры  $\sigma$  и  $\tau$ ;
- г — к выводу условия совместности деформаций

С учетом закона Гука для бетона и арматуры находят высоту сжатой зоны бетона над наклонной трещиной:

$$\frac{x_{\text{н.т.}}}{h_0} = \frac{1}{2} \left( -k + \sqrt{k^2 + 4k} \right), \quad (30)$$

где:  $k = n\mu_s$ ,  $n = \frac{E_s}{\lambda_b E_b}$ ,  $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}$

Присоединяя к уравнениям (27) условие равновесия внешних сил  $M=Qa$ , получим систему из 3-х уравнений с четырьмя неизвестными  $M$ ,  $Q$ ,  $\sigma$  и  $\tau$ . Замыкающим для этой системы является уравнение прочности сжатой зоны, связывающее  $\sigma$  и  $\tau$  в предельном состоянии [5].

При проверке предложенной методики рассчитали 24 балки из опытов разных авторов. В результате установлено, что в большинстве случаев теоретические значения предельной нагрузки  $Q_{\text{ит}}$  практически совпадают с экспериментальными - для 17 образцов отклонение составило <15%.

Необходимо отметить, что возникновение арочного эффекта в конструкциях, работающих на срез, не является обязательным явлением. В некоторых случаях возможна передача усилия от точки приложения нагрузки на опору непосредственно через т.н. сжатый подкос. Такого рода эффект можно наблюдать в коротких балках. Следовательно, применимость данной методики зависит от геометрической формы рассматриваемого элемента. Так японские нормы AIJ Code, 1988 [9] используют одновременно в расчетной модели арочную и ферменную аналогии, определяя четко границы применения каждой из этих моделей, либо их совместное действие.

## ВЫВОД

Разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям представляет собой сложное явление, на характер которого влияют разнообразные конструктивно-технологические факторы. Поэтому, несмотря на многочисленные исследования, удовлетворительной методики расчета по прочности пока не разработано. Способ расчета, заложенный в действующих нормах, основан на зависимостях, построенных по результатам испытаний балок. Эмпирический характер этой методики затрудняет ее применение к другим конструкциям. Так, исследования показали, что для стеновых элементов, подвергнутых действию внецентренного сжатия и среза, методика СНиП 2.03.01-84 дает завышение несущей способности по сравнению с опытом в среднем на 40 %.

Следовательно, необходимо создание более совершенной методики расчета, учитывающей разнообразные факторы и позволяющей получить результаты более приближенные к экспериментальным данным.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.
2. Климов Ю. А. Методы расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил // Бетон и железобетон. – 1992 - № 10.
3. Алиев Р. Д. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. – 1993 - № 9.
4. Климов Ю. А. Расчет прочности элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. – 1988 - № 4.
5. Ашканидзе К. Г. Практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. – 1992 - № 5.
6. Чупак И. М., Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил. – Кишинев: Штиинца, 1981.
7. Eurocode 2 General Rules and Rules for Buildings – draft 1, – 2001
8. Рубин О. Д., совершенствование методики расчета прочности элементов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. – 1989 - № 10.
9. Architectural Institute of Japan. Design Guidelines for Earth Quake Resistant Reinforced Concrete Building Based on Ultimate Strength Concept, 1990.





УДК 624.072

## ОСОБЕННОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕЙСТВИЮ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

*Образцов В.В.*

*Брестский государственный технический университет*

Результаты исследований [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 12, 17, 18] и др. показывают, что работа железобетонных элементов при действии растягивающих и поперечных сил имеет особенности. Установлено, что при больших эксцентриситетах продольной силы ( $N$ ) прочность внецентренно растянутых элементов близка к прочности изгибаемых элементов такого же сечения. На сопротивление наклонных сечений оказывают влияние соотношения между продольной и поперечной силами  $N/Q$ , последовательность их приложения к элементу. Между тем, в опытах [2] отмечено, что порядок приложения поперечных и продольных растягивающих сил не оказал существенного влияния на характер трещинообразования и предельную величину нагрузки. В исследованиях [4, 5] зафиксировано разрушение всех опытных образцов, при эксцентриситете продольной силы  $e_0 \leq 0,5h_0$ , от обрыва наиболее растянутой продольной арматуры при наличии сквозных трещин в бетоне. Авторы [4, 5] считают, что прочность элементов по поперечной силе при внецентренном растяжении как с большими, так и с малыми эксцентриситетами будет обеспечена, если будет обеспечена прочность нормальных сечений, при этом, проверка прочности наклонных сечений не требуется.

Нормы предусматривают одинаковый механизм исчерпания несущей способности наклонных сечений изгибаемых элементов и элементов, работающих на растяжение с изгибом. Нормативный документ [8] дает рекомендации по учету благоприятного влияния на прочность наклонных сечений усилий предварительного обжатия и отрицательного влияния – наличия продольной растягивающей силы. Согласно [8] в зависимость для определения поперечного усилия  $Q_b$ , воспринимаемого бетоном,

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_t + \varphi_u)R_{bt}bh_0^2}{C}, \quad (1)$$

внесен коэффициент  $\varphi_{b2}$ , учитывающий влияние продольных сил. При действии продольных растягивающих сил  $\varphi_n$  подсчитывается по формуле:

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \quad (2)$$

и принимается равным не более 0,8 по абсолютной величине.

Влияние эффекта предварительного напряжения на сопротивление элементов по наклонным сечениям при растяжении с изгибом оценено нормами, на наш взгляд, весьма осторожно. Кроме того, СНиП 2.03.01-84\* не содержит рекомендаций по определению величины поперечной силы, воспринимаемой бетоном над концом наклонной трещины, для случаев, когда продольная растягивающая сила уменьшила до нуля напряжение обжатия на грани элемента до приложения поперечных сил и произошло последующее возрастание их величин до разрушающих. Исследование данного вопроса, таким образом, представляется актуальной задачей теории железобетона.

Результаты экспериментальных исследований балок при действии осевого растягивающего усилия [6] кроме СНиП 2.03.01-84\*[8] сравниваем с расчетами по ряду норм [10, 11, 14, 15, 13] и предложений [16]. Для сравнения использовали формулы, применяемые при расчетах на срез элементов без поперечного армирования, подвергнутых одновременному действию изгибающего момента и осевого усилия.

В соответствии с рекомендациями МС-90 [11] на базе которых построены нормы [14] для расчета таких элементов используют формулу:

$$V_{Rd} = [0,18 k \eta_c (100 \rho_{lx} \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c - 0,15 \sigma_{cd}] b_w \cdot d, \quad (3)$$

где  $V_{Rd}$  – расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом без вертикального армирования;

$k$  – коэффициент, зависящий от высоты сечения элемента и определяемый по формуле:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ при } d \text{ в мм} \quad (4)$$

$\rho_{ex}$  – коэффициент продольного армирования, равный  $A_{sl}/b_w d \leq 0,02$ ;  
 $A_{sl}$  – площадь продольной арматуры в расчетном сечении;  
 $b_w d$  – соответственно минимальная ширина и рабочая высота сечения;  
 $\gamma_c = 1,5$  – коэффициент безопасности для бетона;  
 $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона;  
 $\sigma_d = N/A_c$  – нормальные напряжения, действующие на сечение ( $N < 0$  при сжатии);  
 $\eta_c = 1$  для тяжелого бетона.

Для элементов, имеющих короткий пролет среза ( $a \leq 2,5 \cdot d$ ) формулу (3) следует применять в скорректированном виде:

$$V_{Rd} = \left[ \frac{0,18k \cdot \eta_c}{\gamma_c} (100\rho_{lx} \cdot f_{ck})^{1/3} \left( \frac{2,5d}{a} \right) - 0,15\sigma_d \right] b_w \cdot d \quad (5)$$

где  $a$  – расстояние от опоры до точки приложения силы в пролете;

Как видно из рис. 1 расчет по формуле (5) дает достаточно хорошее совпадение при пролете среза  $a/d=2,0$  и при действии осевого сжимающего усилия. В тоже время, когда продольное усилие становится положительным (растяжение) формула (5) дает запасы, соизмеримые с результатами расчетов по СНиП 2.03.01.

В проекте СНБ 5.03.01 для расчета элементов без поперечного армирования предложена зависимость, принятая по Eurocode 2 в виде:

$$V_{Rd} = [\tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40\rho_{lx}) + \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (6)$$

где  $T_{Rd}$  – расчетное сопротивление бетона, на срез, определяемое по формуле:

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (7)$$

здесь  $f_{ctk}$  – нормативное сопротивление бетона растяжению;

$k$  – коэффициент, учитывающий размеры балки, принимаемый равным в интервале  $1 \leq 1,6 - d(m) \leq 1,35$ .

В формуле (6) сжимающие напряжения приняты со знаком "плюс".

Как видно из рис. 2 и анализа структуры расчетной формулы (6) в ней не учитывается достаточно важный фактор – длина среза. Это приводит к тому, что расчет по формуле (6) дает значительные запасы, особенно для коротких пролетов среза. Это приводит и к тому, что расчет по формуле (6) дает значительные запасы, особенно для коротких пролетов среза ( $a/d=1,2$ ).

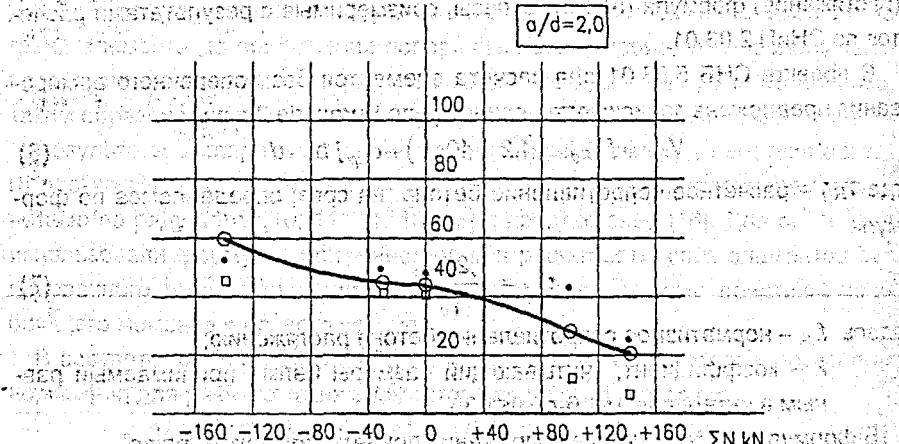
Однако представленная формула дает более высокие значения предельной поперечной силы при действии растягивающего усилия.

Для учета влияния пролета среза А.А. Кондратчиком и В.В. Туром [9] была предложена для внесения в СНБ 5.03.01-98 модифицированная формула вида:

$$V_{Rd} = \left[ \tau_{Rd} \cdot k \cdot \eta_c (1,2 + 40 \rho_{lx}) \left( \frac{2,5d}{a_v} \right) + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (8)$$

Результаты расчетов, выполненных по формуле (8) показывают (см. рис. 2) что она дает наилучшее совпадение с опытными данными в широком интервале варьируемых параметров. Среднее значение отношения расчетных и опытных предельных поперечных сил для условий опытов составило 0,71. Как видно из сравнения опытных данных и результатов расчетов наибольшие запасы формула (8) дает при коротких пролетах среза и при действии на сечение элемента растягивающих усилий. Первое обстоятельство связано с тем, что при коротких пролетах среза наблюдается несколько отличный механизм передачи усилий в приопорной зоне элемента (непосредственно на опору), что в недостаточной мере учитывается обобщенной формулой (6).

Влияние продольного усилия на предельную поперечную силу, воспринимаемую сечением при  $a/d=2,0$



● - опытные данные [6]  
○ - по формуле (5)  
□ - по предложению К.Rebeitz [16]

Рис. 1. Влияние продольного усилия на предельную поперечную силу, воспринимаемую сечением при  $a/d=2,0$

Вместе с тем, формула К. Rebeitz [16], полученная по результатам обширного регрессионного анализа опытных данных в виде:

$$V_{Rd} = \left[ 0,4 + \sqrt{f_{ck} \cdot \rho_{lx} \left( \frac{d}{a} \right)} (2,7 - A_d) + k\sigma_{cp} \right] e_w \cdot d \quad (9)$$

Учитывая, что большинство из значимых факторов не дает более высокого результата (см. рис. 2), чем модифицированная формула (8).

Расчет в соответствии с положениями ACI Code [10] дает результаты сравнимые со СНиП 2.03.01-84\* (см. рис. 2).

Таким образом, из представленного сравнения видно, что формула (9), внесенная в пр. СНБ 5.03.01-98 дает достаточно хороший безопасный результат.

По результатам экспериментальных исследований [6] и расчетного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Осевые усилия оказывают влияние на сопротивление железобетонных элементов действию перерезывающей силы. При возрастании растягивающего усилия наблюдается снижение предельной поперечной силы, воспринимаемой сечением. В выполненных опытах для предварительно напряженных элементов это снижение составило до 50%. Вместе с тем, предварительное обжатие элемента повышает значение предельной перерезывающей силы.
2. Расчет предварительно напряженных элементов на срез при действии осевого усилия в соответствии со СНиП 2.03.01-84\* [38] при обеспеченных запасах недостаточно хорошо совпадает с опытными данными. Это наблюдается для всего диапазона варьируемых факторов.
3. Выполненное сравнение результатов расчетов по методикам принятым в других нормах и предложениях, показывает, что наилучшие результаты дает формула (3.6), содержащаяся в пр. СНБ 5.03.01. Вместе с тем, все предложенные зависимости имеют наибольшее отклонения от опытных данных при коротких пролетах среза. Это требует дальнейшего совершенствования расчетных зависимостей с использованием, например, положений модифицированной теории сжатых полей [40, 48].
4. Предельное сопротивление срезу элементов, подвергнутых растяжению осевым усилием зависит от режима приложения внешних усилий (продольных и поперечных).

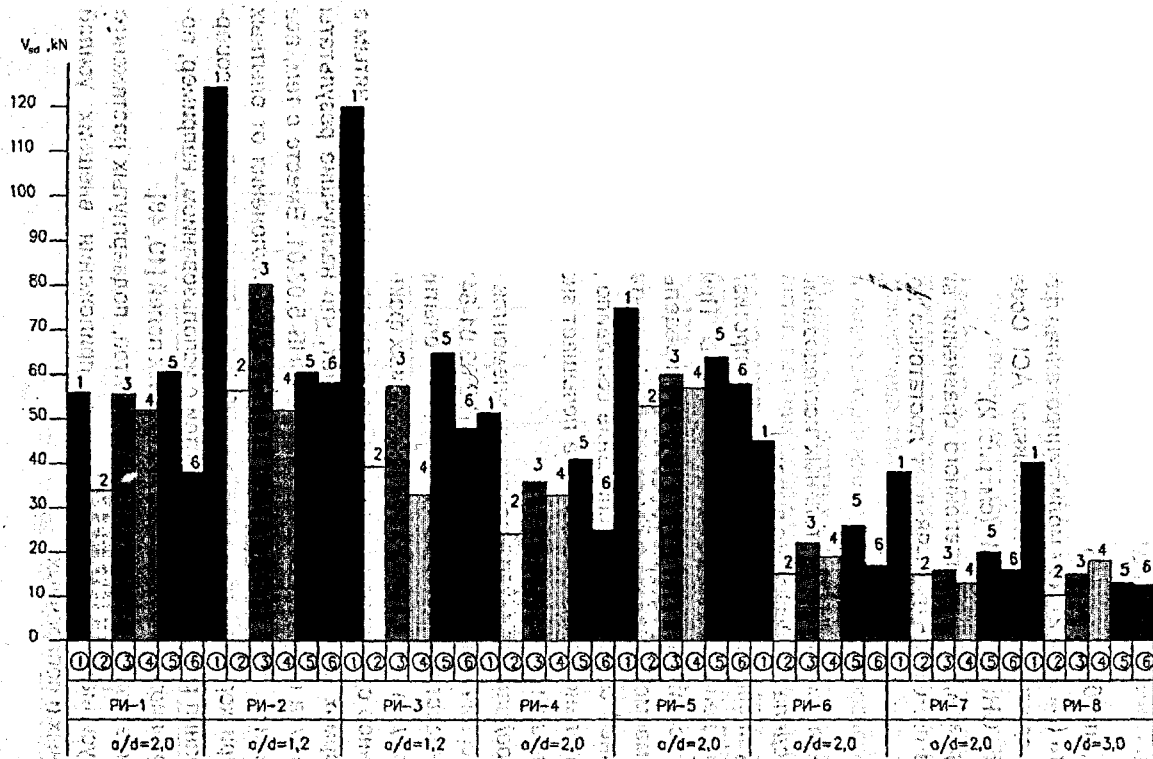


Рис. 2 Сравнение опытных и расчетных предельных поперечных сил для предварительно напряженных элементов без поперечного армирования при действии осевой силы.

1 – опытные данные [6]; 2 – СНИП 2.03.01-84\* [8]; 3 – МС-90 [11]; 4 – ЕС-2 [11]; 5 – прЕНБ 5.03-01-98; 6 – АСІ Code [10].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Зорич А.С. несущая способность внецентренно растянутых железобетонных элементов из обычного и высокопрочного бетона при действии поперечных сил. Бетон и железобетон, 1976, №11, с. 34-36.
2. Калатуров Б.А., Волков Н.В. Прочность железобетонных элементов при внецентренном растяжении с поперечной силой. Сб. трудов №72 "Пространственная работа железобетонных конструкций", М., МИСИ, 1969, с. 215-225.
3. Калатуров Б.А., Докудовский С.И. Исследование предварительно напряженных железобетонных автоклавов. В кн.: Сборник трудов НИИЖБ, вып. 24, М., 1961, с. 145-214.
4. Киниакиди Г.И. К расчету на поперечную силу внецентренно растянутых железобетонных элементов при действии поперечных сил. В кн. Труды РИСИ "Прочность, деформативность и трещиностойкость железобетона", Ростов-на-Дону, 1969.
5. Кириакиди Г.И. Расчет прочности внецентренно растянутых элементов на действие поперечных сил. Бетон и железобетон, 1975, №3, с. 35-36.
6. Рочняк О.А., Образцов В.В. Экспериментальные исследования некоторых вопросов сопротивления наклонных сечений железобетонных элементов при растяжении с изгибом. // Экспериментальные исследования и расчет строительных конструкций. Сборник научных трудов / М.: ЦНИИПромзданий, 1991 – с. 116-124.
7. Рочняк О.А., Образцов Л.В., Яромич Н.Н. Вопросы сопротивления железобетонных элементов при изгибе с поперечной силой. В кн. Сборник научных трудов "Строительные конструкции" Госстрой БССР, ИсиА. Минск, 1983, с. 80-86.
8. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1985. 89 с.
9. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил – изд. БГТУ, Брест, 2000 – 400 с.
10. ACI (American Concrete Institute) ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI-318-95 Commentary (318-95R), Farmington Hill, Mich., 369 p.p.
11. CEB (Comité Euro-International du Béton, 1991): CEB-FIP Model Code 1990. – CEB Bull. d'Information, no 203, 204, 205, July, 1991 – 276 p.p.
12. Collins M.P., Mitchell D. Adebear D., Vecchio F.J. General Shear Design Method – ACI Journal – v. 93, №1, Jan.-Feb., 1996, - p.p. 36-45.
13. CSA (Canadian Standards Association) Design of Concrete Structures. CSA A23.3-94, Dec. 1994 – 200 p.p.

14. DIN 1045-1 (Entwurf) Traggerwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und konstruktion – s. 513-614.
15. Norwegian Council for Building Standardization. – Norwegian Standard NS3474E, 4ED., Nov. 1992 – 276 p.p.
16. Rebeiz K.S. Shear of Reinforced Beams without Stirrups / ASCE Struct. Eng. Div, №3, 1999 – p.p. 278-383.
17. Vecchio F.S. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes – ACI Journal v. 86, №1, Jan.-Feb., 1989, - p.p. 26-35.
18. Vecchio F.S., Collins M.P. Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear – ACI Journal, v. 83, №2, Mar.-Apr., 1986, - p.p. 219-231.





УДК 697.137.2

**РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ПЛОСКИХ ОБРАЗЦОВ  
ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА ПРИ ДВУХОСНОМ  
ОГРАНИЧЕНИИ ДЕФОРМАЦИЙ РАСШИРЕНИЯ**

**Марчук В.А.\***

*Брестский государственный технический университет*

Одним из эффективных способов исключения температурно-усадочных трещин в железобетонных конструкциях является создание в бетоне конструкции предварительных сжимающих напряжений за счёт натяжения расположенной в нем арматуры. Существуют различные технологические способы предварительного напряжения арматуры. Общим их недостатком является сложность и трудоёмкость применения в построечных условиях, в частности при предварительном напряжении плитных конструкций. Кроме того, при выполнении предварительного напряжения механическим способом появляется необходимость устройства в конструкции стыков для расположения анкерных приспособлений. Такие стыки являются наиболее слабым местом конструкции, так как в них наблюдаются механические повреждения, коррозия анкерных устройств, морозное разрушение бетона, что существенно снижает долговечность сооружения [1].

Необходимо так же отметить, что в плитных железобетонных конструкциях, имеющих значительную протяжённость в двух взаимно перпендикулярных направлениях, следовало бы выполнять предварительное напряжение по всей плоскости, что в реальной строительной практике трудно осуществимо.

Рациональным в такой ситуации является применение для создания преднапряжения напрягающего бетона. Это позволяет значительно упростить предварительное напряжение плитных конструкций в построечных условиях, а так же создавать предварительное напряжение таких конструкций в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

В тоже время, несмотря на все достоинства применения напрягающего бетона в плитных конструкциях, армированных в двух взаимно перпендикулярных направлениях, методика расчёта таких конструкций разработана не достаточно полно.

При исследовании железобетонных элементов из напрягающего бетона при различной степени упругого ограничения деформаций расширения в работах [2,3] получены аналитические зависимости, связывающие величину самонапряжения с жёсткостью ограничительной связи, характеризующей традиционно через коэффициент армирования сечения. Для условий одноосного (линейного) ограничения, при симметричном расположении в пределах сечения, самонапряжение предложено определять по формуле:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_I}{0,0057 + \rho_I}} \quad (1)$$

а при двухосном ограничении, когда количество арматуры, расположенной по оси X и оси Y равно ( $\rho_x = \rho_y = \rho_I$ ), по формуле:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d2} \cdot \rho_I^\alpha \quad (2)$$

В формулах (1) и (2):  $f_{CE,d}$  - расчётное самонапряжение, определяемое на стандартных образцах, твердеющих в условиях одноосного ограничения,

$f_{CE,d2}$  - тоже, определённое на контрольных образцах, твердеющих в условиях двухосного ограничения

$\rho_I$  - коэффициент армирования сечения

$\alpha$  - эмпирический коэффициент, определяемый в соответствии с данными, приведенными в работе [4], по формуле:

$$\alpha = 0,702 - 0,00278 \cdot f_{CE,d2} \quad (3)$$

Нормативный документ [4], на основании исследований [3] предлагает определять самонапряжение при плоском ограничении деформаций расширения, учитывая влияние "дополнительного" направления по отношению к "основному" путём введения корректирующего коэффициента ( $k_s$ ) по формулам:

$$\sigma_{CE,x} = k_s \cdot f_{CE,d} \cdot k_{\rho,x}$$

$$\sigma_{CE,y} = k_s \cdot f_{CE,d} \cdot k_{p,y} \quad (4)$$

где:  $k_s$  — коэффициент, учитывающий влияние плоского ограничения и принимаемый независимо от соотношения коэффициентов армирования  $\rho_x$  и  $\rho_y$  равным  $k_s=1.2$ .

Как следует из анализа результатов опытов [2] коэффициент  $k_s$  не всегда правильно учитывает влияние разного количества арматуры в "дополнительном" направлении на самоупрежение в "основном" направлении.

С целью выяснения такого влияния были проведены исследования двухосно ограниченных образцов из напрягающего бетона при различных коэффициентах ограничивающего армирования в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Конструкция опытных образцов показана на рис. 10.0

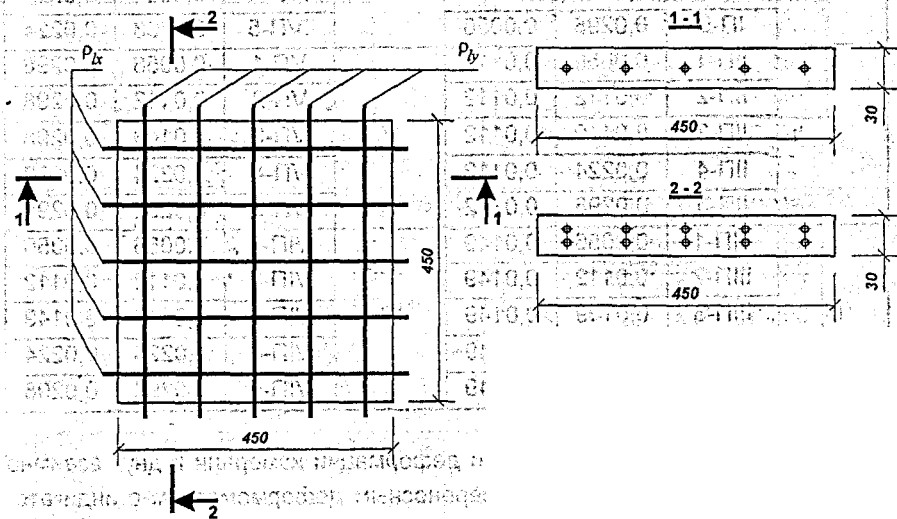


Рис. 1. Конструкция опытных образцов.

Образцы имели размеры 45x45x3 см и армировались проволочной арматурой Ø4 класса Вр-I и стержневой арматурой Ø8 класса А-III.

Напрягающий цемент изготовлен полупромышленным способом и имел марку по энергоактивности НЦ-40. Состав напрягающего цемента принят следующий: портландцемент марки ПЦ-500Д0 Волковского цементного завода 82 %, глиноземистый цемент Пашийского завода 10 %, гипс природный

8, % по массе. Тонкость помола напрягающего цемента определяли на поверхностемере ПМЦ-500. Удельная поверхность составила 3600 см<sup>2</sup>/г.

Для изготовления образцов использовался раствор состава НЦ:П=1:1 на песке с модулем крупности  $M_{кр}=2.4$  при В/Ц=0.32. Растворную смесь приготавливали вручную, уплотнение производили на лабораторной виброплоскощадке.

Всего было изготовлено 6 серий по 5 образцов в каждой с характеристиками, показанными в табл. 1.

Таблица 1.

Серия	Образец	$\rho_{ix}$	$\rho_{iy}$	Серия	Образец	$\rho_{ix}$	$\rho_{iy}$
I	ИП-1	0,0056	0,0056	IV	ИВП-1	0,0056	0,0224
	ИП-2	0,0112	0,0056		ИВП-2	0,0112	0,0224
	ИП-3	0,0149	0,0056		ИВП-3	0,0149	0,0224
	ИП-4	0,0224	0,0056		ИВП-4	0,0224	0,0224
	ИП-5	0,0298	0,0056		ИВП-5	0,0298	0,0224
II	ИИП-1	0,0056	0,0112	V	ВИП-1	0,0056	0,0298
	ИИП-2	0,0112	0,0112		ВИП-2	0,0112	0,0298
	ИИП-3	0,0149	0,0112		ВИП-3	0,0149	0,0298
	ИИП-4	0,0224	0,0112		ВИП-4	0,0224	0,0298
	ИИП-5	0,0298	0,0112		ВИП-5	0,0298	0,0298
III	ИИИП-1	0,0056	0,0149	VI	ВИИП-1	0,0056	0,0056
	ИИИП-2	0,0112	0,0149		ВИИП-2	0,0112	0,0112
	ИИИП-3	0,0149	0,0149		ВИИП-3	0,0149	0,0149
	ИИИП-4	0,0224	0,0149		ВИИП-4	0,0224	0,0224
	ИИИП-5	0,0298	0,0149		ВИИП-5	0,0298	0,0298

В процессе твердения бетона его деформации измеряли в двух взаимно перпендикулярных направлениях переносным деформометром с индикатором часового типа ИЧ-10. Одновременно с опытными образцами изготавливали контрольные образцы в соответствии со стандартной методикой [5].

По результатам измерений вычисляли коэффициент  $k_{sy}$  как:

$$k_{sy} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{y,0}} \quad (5)$$

где:  $\varepsilon_y$  — деформация опытного образца в направлении Y при двухосном ограничении ( $\rho_x \neq 0, \rho_y \neq 0$ );

$\varepsilon_{y,0}$  — то же при одноосном ограничении ( $\rho_x = 0, \rho_y \neq 0$ ).

Деформации  $\varepsilon_{y,0}$  вычисляли по формуле:

$$\varepsilon_{y,0} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s} \quad (6)$$

где:  $f_{CE,d}$  - расчётное самонапряжение, определяемое на стандартных образцах, твердеющих в условиях одноосного ограничения;

$k_p$  - коэффициент, учитывающий влияние на самонапряжение количества армирования;

$\rho_l$  - коэффициент армирования сечения;

$E_s$  - модуль упругости арматуры.

Полученные экспериментальные значения  $k_{sy}$  от количества армирования по направлению X при различных коэффициентах армирования по направлению Y приведены на рис. 2.

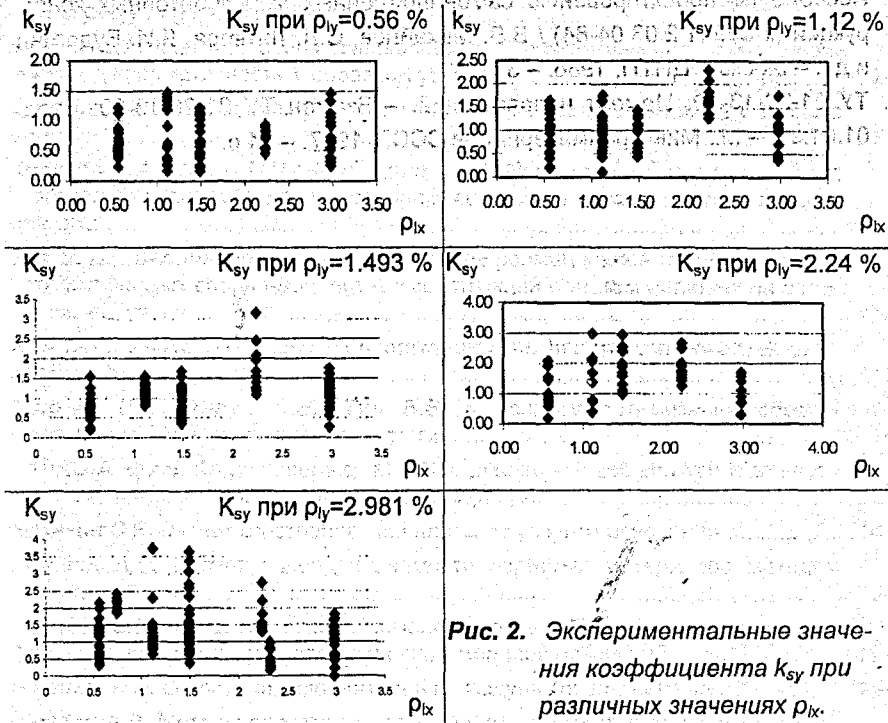


Рис. 2. Экспериментальные значения коэффициента  $k_{sy}$  при различных значениях  $\rho_{lx}$ .

Как видно из экспериментальных данных, коэффициент  $k_s$  не является постоянным, а зависит как от количества арматуры в «дополнительном» направлении, так и от количества арматуры в «основном» направлении. Поэтому использование постоянной величины коэффициента  $k_s$  не вполне корректно.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Александровский С.В., Бакума П.Ф. Предварительно напряженный и самонапряженный бетон в США. – М.: Стройиздат, 1974. – 320 с.
2. Литвер С.Л., Петухов А.И. Самонапряжение при двухосном ограничении деформаций расширения // Исследования и применение напрягающего бетона и самонапряженных конструкций / Сб. тр. Под ред. В.В. Михайлова. – Москва, 1984. – с 67-78.
3. Михайлов В.В., Гершвальд В.С. Плоские самонапряженные конструкции // Исследования и применение напрягающего бетона и самонапряженных конструкций / Сб. тр. Под ред. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера. – М. Стройиздат, 1965. – с. 31-34.
4. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.04-84) / В.В. Михайлов, С.Л. Литвера, Л.И. Будагянц и др. – Москва: ЦИТП, 1986. – 37 с.
5. ТУ 21-26-13-90. Цемент напрягающий. – Взамен ТУ 21-26-13-80; Введ. 01.01.91. – М.: Минстройматериалов СССР, 1987. – 24 с.

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>Звездов А.И., Будагянец Л.И., Мартиросов Г.М.</b> Разработка и исследование расширяющихся и напрягающих вяжущих, бетонов и конструкций на их основе – одно из важнейших направлений деятельности проф. В.В. Михайлова.....	6
<b>Тур В.В., Кардумян Г.С., Леонович С.Н., Аль – Факих Омар.</b> Деформации напрягающего бетона при циклическом замораживании и оттаивании.....	14
<b>Молош С.В.</b> Расширяющая способность бетонов на напрягающем цементе в зависимости от расхода вяжущего .....	27
<b>Тур В.В.</b> Определение величины самонапряжений в конструкциях из напрягающего бетона .....	35
<b>Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А., Круль М, Грабяс М.</b> Исследование прочности наклонных сечений сборно-монолитных балок с монолитным слоем из напрягающего бетона .....	49
<b>Лебедь В.А.</b> Анализ влияния усиления стоек напрягающим бетоном на прочность и деформативность Т-образных узлов.....	74
<b>Образцов О.Л.</b> Самонапряженные конструкции без сцепления арматуры с бетоном.....	83
<b>Ковалев О.А., Савко В.И., Кондратчик А.А.</b> Новые технологии выполнения строительных работ с использованием составов на основе напрягающего цемента.....	98
<b>Тур В. В., Шалобыта Т. П.</b> Применение деформационной модели для расчета изгибаемых сборно-монолитных конструкций с учетом нелинейной работы связей сдвига .....	104
<b>Król Mieczysław.</b> Uszkodzenia i naprawy aktywne betonowych posadzek przemysłowych.....	110
<b>Матчан В.А., Таруц В.В., Тур В.В.</b> К вопросу оптимизации сборно-монолитных железобетонных перекрытий.....	126
<b>ŁAPKO Andrzej.</b> Krzywe interakcji M – N w przekrojach żelbetowych elementów ściskanych według założeń modelu deformacyjnego.....	134
<b>Босаков С.В.</b> Расчет крестообразной плиты на упругом основании.....	144
<b>Афонин А.В.</b> Расчет паропроницаемости пористых материалов методом аналогии.....	151
<b>Босаков С.В., Тарасевич А.Н.</b> Применение пакета "Математика" при исследовании функций влияния для различных моделей оснований.....	156
<b>Павлова И.П.</b> О влиянии заполнителей на модуль упругости бетона.....	164
<b>Щербач А.В.</b> Методы расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям.....	171
<b>Образцов В.В.</b> Особенности сопротивления растянутых железобетонных элементов действию поперечных сил .....	185
<b>Марчук В.А.</b> Результаты исследований плоских образцов из напрягающего бетона при двухосном ограничении деформаций расширения.....	193

Научное издание

# НАПРЯГАЮЩИЕ ЦЕМЕНТЫ, БЕТОНЫ И САМОНАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Сборник трудов Международной научно-методической конференции



Ответственный за выпуск ..... В.В. Тур

Редактор ..... Т.В. Строкач

Технический редактор ..... А.Д. Никитчик

Компьютерная верстка и дизайн ..... В.А. Пригоровский  
..... 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<sub>16</sub>. Бумага Снегурочка. Гарнитура Arial. Уч. изд. л. 12,5. Усл. печ. л. 11,6. Заказ № 297. Тираж 100 экз. Отпечатано на ризографе Брестского государственного технического университета. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.