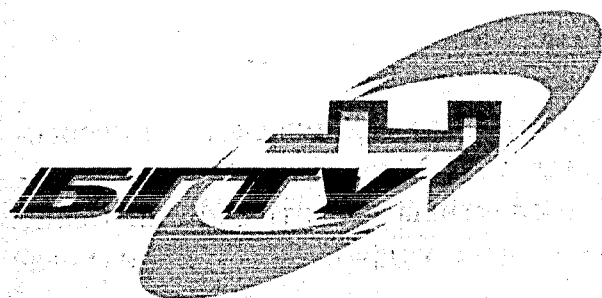


у 691(063)
П27



2004

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

ПРИЛОЖЕНИЕ

Материалы XI Международного научно-методического
межвузовского семинара "Перспективы развития новых
технологий в строительстве и подготовке инженерных
кадров Республики Беларусь"

Часть 1

Вестник

БРЕСТСКОГО

ГОСУДАРСТВЕННОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО

УНИВЕРСИТЕТА

Брест
25–27 ноября 2004 г.

УДК (691+624+693)(082)

Приложение к Вестнику Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь"). Часть 1

НАУЧНЫЙ КОМИТЕТ СЕМИНАРА

Председатель научного комитета:

проф. *Пецольд Т.М.*

Сопредседатели научного комитета:

проф. *Блещик Н.П.*

проф. *Борисевич А.А.*

проф. *Аладов В.Н.*

Члены научного комитета:

Болтрык М. (Белостокская Политехника, Польша);

Босаков С.В. (БНТУ);

Бусел А.В. (БелДорНИИ);

Винокуров Е.Ф. (БНТУ);

Гончарик В.Н. (НИИСМ);

Круль М. (Люблинская Политехника, Польша);

Лазовский Д.Н. (ПГУ);

Леонович С.Н. (БНТУ);

Мартынов Ю.С. (БНТУ);

Мордич А.И. (БелНИИС);

Никитенко М.И. (БНТУ);

Пастушков Г.П. (БНТУ);

Пилипенко В.Ф. (НИПТИС);

Пойта П.С. (БГТУ);

Рак Н.А. (БНТУ);

Семенюк С.Д. (Росс.-Бел. Университет);

Талецкий В.В. (БелГУТ);

Тур В.В. (БГТУ);

УДК (691+624+693)(082)

ISBN 985-6584-97-3

© Учреждение образования "Брестский
государственный технический университет", 2004

ОГЛАВЛЕНИЕ

Строительные конструкции

<i>Бугаев А. Н., Шепелевич Н. И.</i> Экспериментально-теоретические исследования прочности и трещиностойкости железобетонных полушпал и разработка методики их расчета.....	5
<i>Гринев В.Д., Аражи Х.Р., Атрахимович В.И., Хаткевич А.М.</i> Конструкции каменных колонн.....	11
<i>Драган В.И., Загуляев С.В.</i> Влияние энергии самонапряжения бетонов на напрягающем цементе на вязкость разрушения	16
<i>Другов Л.И., Талецкий В.В., Этин П.Ю.</i> Теоретическое исследование трещиностойкости сборной железобетонной плиты безбалластного мостового полотна.....	23
<i>Жук М.М.</i> Исследование устойчивости и жесткости соединений несущих элементов сборного железобетонного сооружения при помощи комплексного метода динамических испытаний и теоретического расчета.....	28
<i>Алядин П.В., Симбиркин В.Н., Касабуцкий С.М.</i> Расчет сечений железобетонных элементов с учетом негладких диаграмм деформирования материалов	31
<i>Казачек В.Г., Шилов А.Е., Дубатовка И.П., Коришун Е.П., Шашок Д.В.</i> Расчет каркасных систем из железобетонных элементов с учетом требований СНБ 5.03.01-02	37
<i>Кузьмина Г. М.</i> Анализ собственных колебаний трехшарнирной рамы с дополнительными связями	41
<i>Лебедь В.А.</i> К оценке деформативности в рамках Т-образных узлов (параметр $\beta \leq 0.8$) из прямоугольных стальных труб, стойки которых заполнены бетоном	46
<i>Леонович С.Н., Мулярчик В.С., Снежков Д.Ю.</i> Особенности использования сухого акустического контакта в приборах ультразвукового контроля при оценке глубины усадочных трещин монолитного бетона	49
<i>Минченя Т.П., Баранчик В.Г.</i> Эффективные решения малоэтажного строительства	54
<i>Мартынов Ю.С., Новиков В.Е., Лагун Ю.И.</i> Оценка соответствия строительных конструкций требованиям технических нормативных актов Республики Беларусь.....	57
<i>Найчук А.Я., Драган В.И., Петрукович А.Н.</i> К вопросу методики экспериментального определения вязкости разрушения древесины $K_{цс}$	62
<i>Новиков В.Е.</i> Физически нелинейная модель прямолинейных стержневых стальных элементов произвольного сечения	68
<i>Полейко Н.Л., Осос Р.Ф., Ковшар С.Н., Гуров И.Н., Бондарович А.И., Ильющенко М.А.</i> Исследование трехслойных металлических стеновых панелей с утеплителем из минеральной ваты.....	73
<i>Садовский Ю.И.</i> Податливые стыки колонн с фундаментами в одноэтажных промышленных зданиях связевой схемы	77
<i>Салех Али.</i> Эффективность и влияние способа усиления установкой предварительно напряженной дополнительной арматуры на прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных многопустотных плит.....	84
<i>Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л.</i> Экспериментально-теоретические исследования прочности и трещиностойкости подземных каналов из сборных железобетонных элементов	89
<i>Яковенко Н.В., Леонович С.Н.</i> Анализ влияния динамических воздействий технологического оборудования на стеновые ограждающие конструкции промышленных зданий	93
<i>Рак Н.А.</i> Влияние пластин закладных деталей на напряженно-деформированное состояние бетона при местном сжатии	97
<i>Рак Н.А.</i> К расчету прочности опорных участков железобетонных конструкций при местном приложении нагрузки через стальные пластины	104
<i>Борисевич А. А., Босаков С. В., Сидорович Е. М.</i> Исследования влияния вибрационных воздействий метрополитена на напряженно-деформированное состояние здания книгохранилища национальной библиотеки	115
<i>Босаков С.В., Дмитриева К. В.</i> Конструктивно нелинейный расчет горизонтально нагруженной жесткой стенки в упругой среде	121
<i>Зайцев Ю. В., Окольников Г.Э.</i> Механические свойства древесины с позиций линейной механики разрушения	126
<i>Окольников Г. Э.</i> Рекомендации по расчету нагельных соединений с металлическими накладками и с впрессованными в древесину стеклопластиковыми втулками	131
<i>Рак Н.А., Щербак С.Б.</i> Исследования узлов беспетлевой строповки железобетонных многопустотных плит.....	135
<i>Рак Н.А., Щербак С.Б.</i> Методика расчета прочности многопустотных плит при действии местной нагрузки в узлах беспетлевой строповки	141
<i>Сидорович Е. М.</i> Особенности расчета конструкций с учетом геометрической и физической нелинейности, истории и режимов нагружения	144
<i>Уласевич В.П., Костюк О.В.</i> Блок покрытия с балочно-вантовой системой усиления чердачных перекрытий	148

<i>Norkus Arnoldas, Juozapaitis Algirdas.</i> Evaluation of suspension cable nonlinear displacements.....	152
<i>Ordon B.</i> Modelowanie podparcia i pomiar reakcji podporowych w badaniach płyt żelbetowych.....	158
<i>Ordon B.</i> Problem pozornego niezrównoważenia obciążenia zewnętrznego i reakcji podporowych w badaniach płyt żelbetowych.....	163
<i>Pokorska Iwona.</i> Airbeams in the Design of Light Structures-Examples of Application.....	167
<i>Rajczyk Marlena, Kalinowski Jarosław.</i> Analiza naprężeń i przemieszczeń przegrody trójwarstwowej.....	170
<i>Repelewicz Aleksandra.</i> Nowadays applications pf air-supported structures.....	176
<i>Тур В.В., Щербач А.В.</i> К определению угла наклона диагональных трещин при расчете прочности железобетонных сборно-монолитных элементов на совместное действие изгибающих моментов и поперечных сил.....	179
<i>Образцов О.Л.</i> Практическое применение конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном на примере мостовых конструкций с внешним предварительным напряжением (опыт Германии).....	184
<i>Давыдов Е.Ю.</i> Экспериментальные исследования предварительно напряженных стальных панелей оболочек покрытий зданий и сооружений.....	190
<i>Г.П. Пастушков, В.Г. Пастушков.</i> Оценка влияния роста подвижных нагрузок на изменение напряженно-деформированного состояния балочного пролетного строения моста.....	199
<i>Махато Уендра.</i> Инженерная защита оползневой территории санатория "Белоруссия".....	202

Долговечность

<i>Бабицкий В.В.</i> Модель прогнозирования коррозионного состояния стальной арматуры железобетонных конструкций.....	207
<i>Бабицкий В.В., Дрозд А.А.</i> Прогнозирование морозостойкости бетона.....	212
<i>Башкевич И.В., Яковенко Н.В.</i> Об обеспечении эксплуатационной надежности строительных конструкций в условиях действующего производства.....	217
<i>Белюсова Г. Н., Золотухин Ю. Д.</i> Исследование методов антикоррозионной защиты арматуры в железобетонных конструкциях.....	223
<i>Васильев А.А.</i> Опыт использования рН- и карбометрии при определении состояния длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций.....	228
<i>Иванов А. Д.</i> Повышение долговечности строительных конструкций на стадии их производства.....	232
<i>Полейко Н.Л., Ковшиар С.Н., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н.</i> Прогнозирование долговечности железобетона.....	236
<i>Полейко Н.Л., Ковшиар С.Н., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н.</i> Использование моделей для описания процессов разрушения бетона от действия попеременного замораживания и оттаивания.....	239
<i>Прасол А.В.</i> Исследование массопередачи воды и хлоридных растворов в бетоне электрохимическими методами.....	243
<i>Шведовский П.В., Волчек А.А., Лукиш В.В.</i> Оценка риска и неопределенностей при анализе эксплуатационной надежности инженерных объектов.....	245
<i>Wieczorek Grzegorz, Rutkowska Wioleta, Leonowicz Sergei</i> Ocena wpływu domieszek chemicznych na zagrożenie korozyjne zbrojenia i szybkość korozji stali pod otuliną betonową.....	249
<i>Басов В.С., Кондратчик А.А.</i> Долговечность железобетонных конструкций и СНБ 5.03.01-02.....	259

Методика преподавания инженерных дисциплин

<i>Игнатюк В. И.</i> О принципах и подходах к изучению основ МКЭ в расчетах стержневых систем студентами специальности ПГС в БГТУ.....	261
<i>Котов Г.В., Врублевский А.В., Гороховик М.В., Гарбуль И.В.</i> Изучение закономерностей теплопередачи в строительных конструкциях при подготовке специалистов по ликвидации чрезвычайных ситуаций.....	264
<i>Левтринский В. В.</i> Совершенствование подготовки военно-инженерных кадров в Белорусском государственном университете транспорта.....	268
<i>Кожухар В.М.</i> О целесообразности уточнения содержания предмета «Организация строительного производства» для специальности ПГС.....	270
<i>Бурко О.П.</i> Развитие рефлексии у будущих специалистов в процессе обучения психологии.....	271

УДК 625.142.4: 624.042

Бугаев А. Н., Шепелесич Н. И.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОЛУШПАЛ И РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ИХ РАСЧЕТА

1. ВВЕДЕНИЕ

До последнего времени для строительства рельсовых путей грузоподъемных кранов (башенных и козловых) применяли деревянные полушпалы и железобетонные балки по СНиП 3.08.01-85. Недостатком деревянных полушпал является их недостаточная надежность и долговечность, обусловленные расколом древесины рельсовым креплением и низкой стойкостью древесины (даже с учетом пропитки) к атмосферно-климатическим и биологическим воздействиям. Недостатком железобетонных балок является их высокая металлоемкость, обусловленная необходимостью армирования в продольном направлении. Так, средний расход арматурной стали на 1 п. м. плит и балок составляет 45,80 кг.

Очевидно, что для устройства рельсовых путей грузоподъемных кранов целесообразно использовать железобетонные полушпалы (аналог деревянных). Преимущество железобетонных полушпал состоит в том, что они не работают на изгиб в продольном направлении вследствие малой ширины и устанавливаются разреженно. В сравнении с железобетонными плитами и балками данное конструктивное решение позволяет сократить расход бетона и арматуры в 2,0÷2,5 раза.

Однако отсутствие нормативно-технической документации по проектированию и расчету рельсовых путей из железобетонных полушпал (полушпалы в бывшем СССР не выпускались) не позволяло применять их в проектных решениях и наладить массовое производство полушпал.

2. ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОЛУШПАЛ

Железобетонные полушпалы представляют собой конструкции длиной около 1,0 м. Высота сечения полушпал составляет от 200 до 300 мм, ширина — от 200 до 350 мм. В составе прямолинейных участков рельсового пути на полушпалу действует многократно повторяющаяся вертикальная нагрузка, передаваемая от колес крана через рельс. Нагрузка прикладывается статически за счет постепенного ее нарастания на отдельную полушпалу по мере приближения к ней колес крана.

Подошва полушпалы опирается на искусственное упругое основание (земляное полотно по СНиП 3.08.01). Соотношение жесткостей полушпалы и основания таково, что в реальных условиях работы данной конструкции распределение давления по подошве полушпалы можно принять равномерным [1].

По соотношению геометрических параметров полушпалы занимают промежуточное положение между «короткими» балками и массивными конструкциями. В сечениях «коротких» балок при действии внешней нагрузки наряду с нормальными напряжениями (обусловленными изгибом) возникают значительные касательные напряжения, а материал массивных конструкций испытывает трехосное напряженное состояние, что необходимо учитывать в расчетах.

В месте опирания рельса на полушпалу возникают сжимающие напряжения в направлении, перпендикулярном к ее продольной оси. В реальных условиях напряжения сжатия в бетоне на поверхности полушпалы под опорной площадкой рельса находятся в пределах 4,1÷9,5 МПа. При этом деформации сжатия имеют не локальный характер, а распространяются по всей высоте конструкции, т. к. нижняя грань полушпалы опирается на грунтовое основание.

3. РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОЛУШПАЛЫ

На первом этапе исследованы возможности применения для расчета железобетонных полушпал существующих методик расчета. В качестве примера методики, основанной на положениях метода предельных усилий и модели ферменной аналогии, рассмотрена методика расчета, реализованная в СНиП 2.03.01. Из методик расчета, основанных на общей деформационной модели, рассмотрена методика, рекомендованная СНБ 5.03.01.

Анализ формул, входящих в действующие методики показал, что применительно к расчету полушпал данные методики не позволяют учитывать ряд факторов, имеющих значительное влияние на напряженно-деформированное состояние полушпал (см. раздел 2).

Для наиболее полного учета в расчете всех факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние полушпал под нагрузкой, разработана трехмерная расчетная модель железобетонной полушпалы, основанная на общей деформационной модели.

Данная модель была реализована с использованием метода конечных элементов. Выбор в пользу метода конечных элементов продиктован возможностью выполнения расчетов на ЭВМ при помощи большого числа специализированных программных комплексов. Разработанная конечно-элементная модель была реализована с использованием программного комплекса MSC/NASTRAN for Windows с использованием следующих типов конечных элементов:

1. Одномерные стержневые конечные элементы, работающие на растяжение и сжатие в осевом направлении, на кручение и изгиб в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Элементы применены для моделирования арматурного каркаса.

2. Трехмерные объемные конечные элементы. Каждый узел данного элемента имеет три степени свободы. Элемент применен для моделирования бетона и стальной опорной площадки рельса.

Стержневые элементы жестко соединены с объемными в узлах. Материалы элементов (бетон, сталь и резина) имеют нелинейно-упругие свойства, для задания которых в качестве исходных данных вводят диаграммы деформирования (зависимости « σ - ϵ »). Внешнюю нагрузку прикладывают в виде равномерно распределенного давления по подошве полушпалы. При этом имеется возможность приложения нагрузки ступенчато с вычислением напряженно-деформированного состояния системы на каждой ступени нагрузки.

Предложенная расчетная модель обладает свойствами геометрической и физической нелинейности. Геометрическая нелинейность проявляется в возможности значительных перемещений конструкции, в том числе элементов, при действии внешней нагрузки, которые при перемещениях будут менять свое положение и направление. Физическая нелинейность проявляется в изменении жесткости системы во время анализа, что обусловлено нелинейными свойствами конструктивных элементов.

Нелинейные расчеты выполняют с использованием шагового метода, основанном на отслеживании поведения системы при относительно малых приращениях нагрузки. При этом на каждом шаге решается линеаризованная система разрешающих уравнений для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для рассматриваемого нагружения. Процесс вычислений повторяется до выполнения того или иного заданного условия сходимости. В качестве критерия сходимости при решении задачи можно использовать величину приращения узловых перемещений либо изменение невязки узловых нагрузок.

Таким образом, исходными данными при формировании описанной расчетной модели являются: геометрические размеры полушпалы; конструкция арматурных каркасов; диаграммы деформирования бетона и арматуры; способ опирания и нагружения полушпалы. В результате расчета определяют: напряжения в бетоне и арматуре; относительные деформации бетона и арматурных элементов; прогибы и перемещения конструкции в целом.

Описанная расчетная модель не позволяет непосредственно определять момент образования трещин, характер трещинообразования (нормальные либо наклонные трещины); ширину их раскрытия, а также момент и вид разрушения конструкции. Указанные величины определяют опосредованно с применением методик, основанных на использовании общую деформационную модель.

Так, предполагается, что моменту образования трещин соответствует достижение относительными деформациями растяжения бетона величины, соответствующей предельной растяжимости бетона. Положение трещины определяют, по направлению и значениям главных относительных деформаций растяжения бетона в различных сечениях полушпалы. При определении шага трещин, ширины их раскрытия используют зависимости, основанные на общей деформационной модели, принимая в качестве промежуточных данных результаты расчета по предложенной конечно-элементной расчетной модели (значения и направление напряжений, деформаций).

Момент исчерпания несущей способности и вид разрушения конструкции определяют по результатам расчета. Критерием, характеризующим наступление предельного состояния, является достижение напряжениями либо деформациями в бетоне или арматуре значений, превышающих предельные.

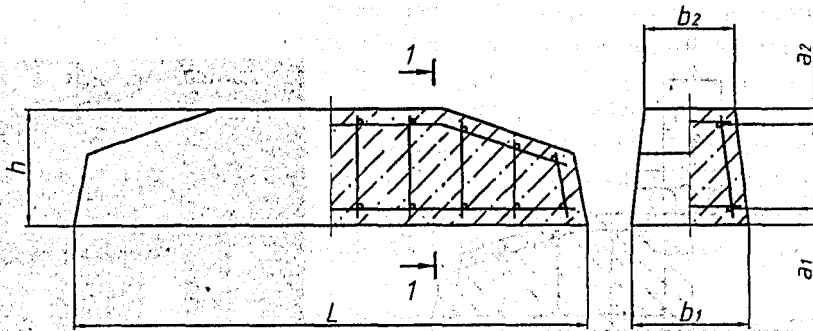
Для оценки достоверности различных расчетных методик, проверки результатов расчета по разработанной методике, а также для исследования фактического напряженно-деформированного состояния железобетонных полушпал были выполнены экспериментальные исследования их прочности и трещиностойкости при испытании нагружением.

4: ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПОЛУШПАЛ

Первичные исследования проводили на экспериментальных образцах, изготовленных в лабораторных условиях. Было изготовлено две серии экспериментальных образцов (по 4 образца в каждой). При конструировании экспериментальных образцов предусматривали различные сочетания следующих факторов: геометрические параметры полушпалы, тип продольной рабочей арматуры, интенсивность продольного и поперечного армирования.

Было испытано также 8 опытных образцов различных типоразмеров, изготовленных в заводских условиях. Опытные образцы отличались геометрическими размерами, интенсивностью продольного и поперечного армирования. Конструкция экспериментальных и опытных образцов приведена на рис. 1. Данные о фактических размерах и армировании экспериментальных и опытных образцов приведены в табл. 1. Количество исследованных образцов (экспериментальных и опытных) выбрано с учетом того, что эксперимент был запланирован с целью проверки существующих методик расчета.

Экспериментальные образцы изготовлены из тяжелого бетона проектного класса $C^{25}/37$. (по проекту). Для армирования образцов использовали каркасы, изготовленные в заводских условиях. Полушпалы формовали в специально изготовленной деревянной опалубке. Уплотнение бетонной смеси производили с использованием лабораторной виброплощадки.



1 – продольная (рабочая) арматура; 2 – продольная конструктивная арматура;
3 – поперечная арматура; 4 – соединительная арматура.

Рисунок 1 – Конструктивное решение экспериментальных и опытных образцов полушпал

Таблица 1 – Геометрические и конструктивные параметры образцов

№ партии	Образец	L, мм	b1, мм	b2, мм	h, мм	a1, мм	a2, мм	Поперечное армирование	Продольная рабочая арматура
1	ПШ1-1-1	1000	220	170	215	21,0	44,0	2Ø5,5 A240, шаг 100 мм	2Ø10 A240
	ПШ1-2-2	1000	220	170	215	22,0	45,0		2Ø12 A400
2	ПШ2-1-1	1000	217	170	210	18,5	41,5		2Ø10 A240
	ПШ2-2-2	1000	218	170	210	20,2	39,8		2Ø12 A400
3	ПШ3-1-1	1000	220	170	225	24,0	53,0		2Ø10 A240
	ПШ3-2-2	1000	218	170	225	25,0	50,0		2Ø12 A400
4	ПШ4-1-1	1000	220	170	225	21,0	54,0		2Ø10 A240
	ПШ4-2-2	1000	217	170	224	18,3	57,7		2Ø12 A400
5	ПШ5-1-1	1000	220	170	215	22,0	43,0		2Ø10 A240
	ПШ5-2-2	1000	220	170	215	21,0	46,0		2Ø12 A400
6	ПШ6-3-1	1030	320	200	240	36,5	23,5	2Ø6,5 A240, шаг 116 мм	3Ø10 A400
	ПШ6-4-2	1030	320	200	240	37,0	23,0		3Ø12 A400
7	ПШ7-3-1	1030	320	200	240	41,0	19,0		3Ø10 A400
	ПШ7-4-2	1030	320	198	240	37,3	22,7		3Ø12 A400
8	ПШ8-5-1	1028	320	200	240	38,5	22,5	2Ø5,5 A240, шаг 100 мм	3Ø10 A400
	ПШ8-6-2	1030	320	200	240	37,5	2,5		3Ø12 A400

Пример обозначения образца ПШ7-4-2: ПШ — полушпала, 7 — номер партии; 4 — номер конструкции армирования образца, 2 — порядковый номер образца в серии.

Для контроля прочностных характеристик бетона каждой партии полушпал из рабочей бетонной смеси изготавливали контрольные кубы ($10 \times 10 \times 10$ см) и призмы ($10 \times 10 \times 40$ см). Контрольные образцы арматуры, испытывали на растяжение для определения предела текучести стали. По результатам испытаний контрольных образцов бетона и арматуры построены зависимости « σ - ϵ » (диаграммы деформирования), использованные в дальнейшем при расчете.

Моделирование схемы нагружения полушпал, соответствующей реальным условиям (распределенная нагрузка по подошве), сопряжено с техническими трудностями, особенно с учетом достаточно большого количества образцов, подлежащих испытанию. Поэтому образцы испытывали по условной расчетной (балочной) схеме, моделирующей сочетания внутренних усилий в сечениях полушпал, близкие к возникающим в реальных условиях работы железобетонных полушпал. Различные сочетания нормальных и касательных напряжений в сечениях образцов создавали путем изменения пролета среза. Схема нагружения образцов приведена на рис. 2а.

Нагружение образцов проводили статической нагрузкой при помощи гидравлического домкрата ступенями, равными 5 или 10 % от расчетной контрольной нагрузки, определенной предварительным расчетом. На каждой ступени нагружения проводили измерения вертикальных и горизонтальных перемещений различных сечений образца: осадку опор; расстояние между опорными сечениями по горизонтали (на уровне расположения рабочей арматуры); прогиб посередине пролета; деформации сжатия в бетоне сжатой зоны (на уровне расположения продольной арматуры). Схема измерения деформаций показана на рис. 2б. Общий вид испытаний представлен на рис. 3.

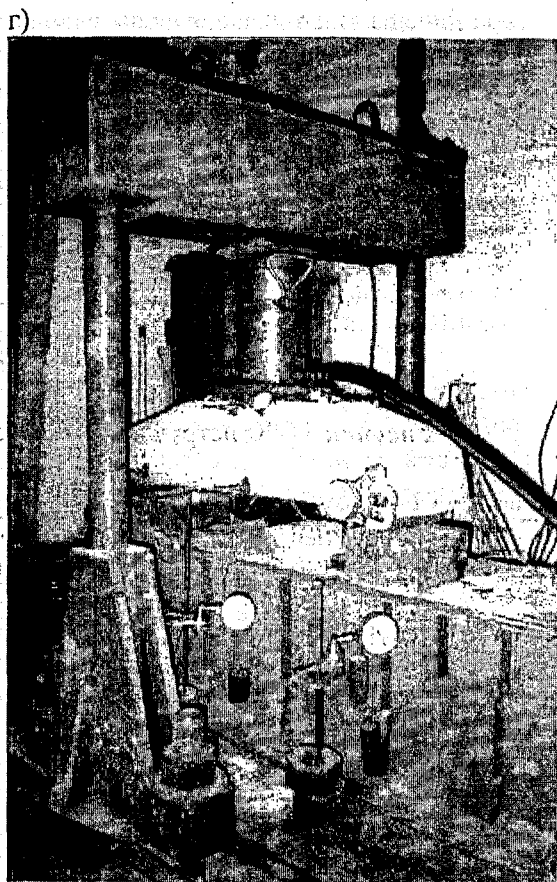
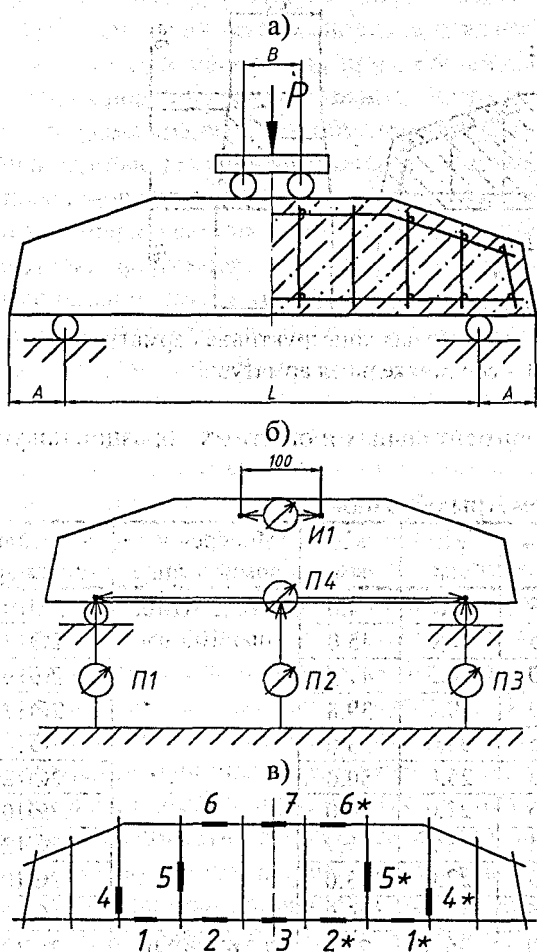


Рисунок 2 – (а) – схема нагружения образцов; (б) – измерение перемещений экспериментальных образцов (П1-П4 – прогибомеры системы Аистова, И1 – индикатор часового типа); (в) – размещение тензорезисторов на плоских арматурных каркасах (1-7, 1*-6* – тензорезисторы); (г) – общий вид испытательного стенда

Рисунок 3

При испытаниях образцов 3 и 4 партий на каждой ступени нагружения измеряли также относительные продольные деформации продольной и поперечной арматуры. Измерения выполнены методом электротензометрии с использованием петлевых проволочных тензорезисторов с базой 10 мм. Размещение тензорезисторов на стержнях каждого из плоских каркасов показано на рис. 2, в. Т. о., общее количество тензорезисторов на пространственном арматурном каркасе каждого из образцов составляло 24 шт.

Большинство образцов разрушилось в результате наступления текучести в продольной растянутой арматуре и, соответственно, значительного (до 2,0÷3,0 мм) раскрытия нормальных трещин либо трещин, имеющих наклон к вертикали до 25°. В образцах при нагружении возникали как нормальные трещины в середине пролета, так и наклонные трещины, угол наклона которых к продольной оси полушпалы находится в пределах от 15° до 50°.

О сложности напряженно-деформированного состояния наклонных сечений полушпалы свидетельствует характер деформирования стержней поперечного армирования полушпалы. Так, в полушпалах ПШ(1.4)-1-1, армированных в продольном направлении гладкой арматурой класса А240, стержни поперечного армирования до определенного уровня нагрузки (от 20 до 50 % для различных образцов) испытывали незначительное растяжение. Значения напряжений при этом составляли до 6 МПа, что близко к погрешности измерения. При дальнейшем увеличении нагрузки напряжения в стержнях оказывались сжимающими. Значения сжимающих напряжений составили для различных образцов от 20 до 100 МПа.

Для полушпал же ПШ(1.4)-2-1, армированных в продольном направлении арматурой класса А400 и имеющих более интенсивное армирование, картина напряжений в поперечной арматуре иная. Поперечные арматурные стержни в данных образцах испытывают растяжение на протяжении всего процесса нагружения, при этом напряжения в стержнях достигают 260 МПа.

Взаимное смещение опорных сечений полушпал (по горизонтали) при нагружении начиналось при уровне нагрузки 35..40 % от разрушающей. Данный уровень нагрузки примерно соответствовал нагрузке трещинообразования образцов. При этом ни в одном из образцов не отмечено нарушения анкеровки продольной арматуры, которое можно было ожидать с учетом того, что полушпала является короткой железобетонной конструкцией.

После испытаний образцы были рассчитаны по методикам СНиП 2.03.01-84 (пример реализации метода предельных усилий и модели ферменной аналогии), СНБ 5.03.01-02 (с использованием деформационной модели), а также по разработанной расчетной модели. Расчеты проводили с учетом фактических геометрических размеров образцов, диаметров продольной и поперечной арматуры и фактического положения арматурных стержней. В качестве деформационно-прочностных характеристик бетона и арматуры использовали диаграммы деформирования, построенные на основе экспериментальных данных, экспериментально полученные.

Результаты расчета полушпал по различным методикам сравнивали с результатами эксперимента. В качестве критериев сравнения выбраны:

- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту трещинообразования – M_{cr} и V_{cr} ;
- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту раскрытия трещин шириной 0,2 мм – $M_{0,2}$ и $V_{0,2}$;
- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту разрушения конструкции – M_{Rd} и V_{Rd} .

В таблице 2 приведено сравнение значений изгибающих моментов по результатам расчета с их экспериментальными значениями изгибающих моментов.

Установлено, что разрушение полушпал при испытаниях по балочной схеме, моделирующей работу конструкции в реальных условиях, происходит в результате изгиба (достижения напряжениями в продольной рабочей арматуре предела текучести).

Как видно из анализа данных таблицы 2, значения усилий, полученные расчетом по методике СНиП 2.03.01, составляют для различных образцов от 20 до 70 % по отношению к фактическим. Запас при этом составляет в среднем 109 % при расчете раскрытия трещин и 137 % при расчете прочности. Методика расчета по СНБ 5.03.01 дает результаты более близкие к фактическим, однако и в этом случае расхождения (запас) при расчете ширины раскрытия трещин составляет 77 %, а при расчете прочности — 111 %.

Таблица 2

Образец	Расчет по СНиП 2.03.01				Расчет по СНБ 5.03.01				Разработанная расчетная модель			
	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения
ПШ1-1-1	0,28	0,32	0,29	И	0,41	0,66	0,38	И	0,67	0,87	0,89	И
ПШ1-2-2	0,35	0,61	0,57	И	0,52	0,80	0,77	И	0,92	0,94	0,86	И
ПШ2-1-1	0,42	0,49	0,28	И	0,61	0,61	0,36	И	0,67	0,94	0,71	И
ПШ2-2-2	0,43	0,43	0,64	И	0,61	0,57	0,77	И	0,86	0,92	0,88	И
ПШ3-1-1	0,36	0,43	0,32	И	0,51	0,58	0,38	И	0,60	0,88	0,72	И
ПШ3-2-2	0,32	0,38	0,33	И	0,46	0,40	0,39	И	0,92	0,92	1,00	И
ПШ4-1-1	0,35	0,52	0,29	И	0,51	0,83	0,35	И	1,23	0,94	0,85	И
ПШ4-2-2	0,20	0,32	0,39	И	0,26	0,46	0,46	И	0,75	0,91	0,86	И
ПШ5-1-1	0,42	0,45	0,37	И	0,56	0,67	0,49	И	0,92	0,89	0,84	И
ПШ5-2-2	0,26	0,49	0,44	И	0,39	0,63	0,58	И	0,89	0,87	0,89	И
ПШ6-3-1	0,48	0,65	0,46	И	0,66	0,56	0,43	И	0,85	0,92	0,85	И
ПШ6-4-2	0,45	0,55	0,54	И	0,68	0,50	0,50	И	0,88	0,90	0,82	И
ПШ7-3-1	0,41	0,49	0,48	И	0,60	0,43	0,46	И	0,84	0,94	0,79	И
ПШ7-4-2	0,37	0,58	0,59	И	0,60	0,50	0,56	И	0,89	0,89	0,82	И
ПШ8-5-1	0,43	0,44	0,33	И	0,61	0,39	0,30	И	0,85	0,87	0,79	И
ПШ8-6-2	0,40	0,51	0,43	И	0,65	0,45	0,40	И	0,87	0,84	0,78	И

Значительно заниженные значения несущей способности конструкций при расчете по методикам СНиП 2.03.01 и СНБ 5.03.01 объясняются неполным учетом всех факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние полупал. К ним, в частности, относятся наличие значительных сжимающих напряжений в направлении, перпендикулярном продольной оси образца, а также включение в работу объединительной арматуры 4 (см. рис. 1). По результатам расчета по разработанной модели напряжения в арматурных стержнях 4 составляют до 40 МПа. При этом создается эффект «обоймы» (сдерживания деформаций материала в направлении «из плоскости» полупалы), в результате чего повышается несущая способность конструкции.

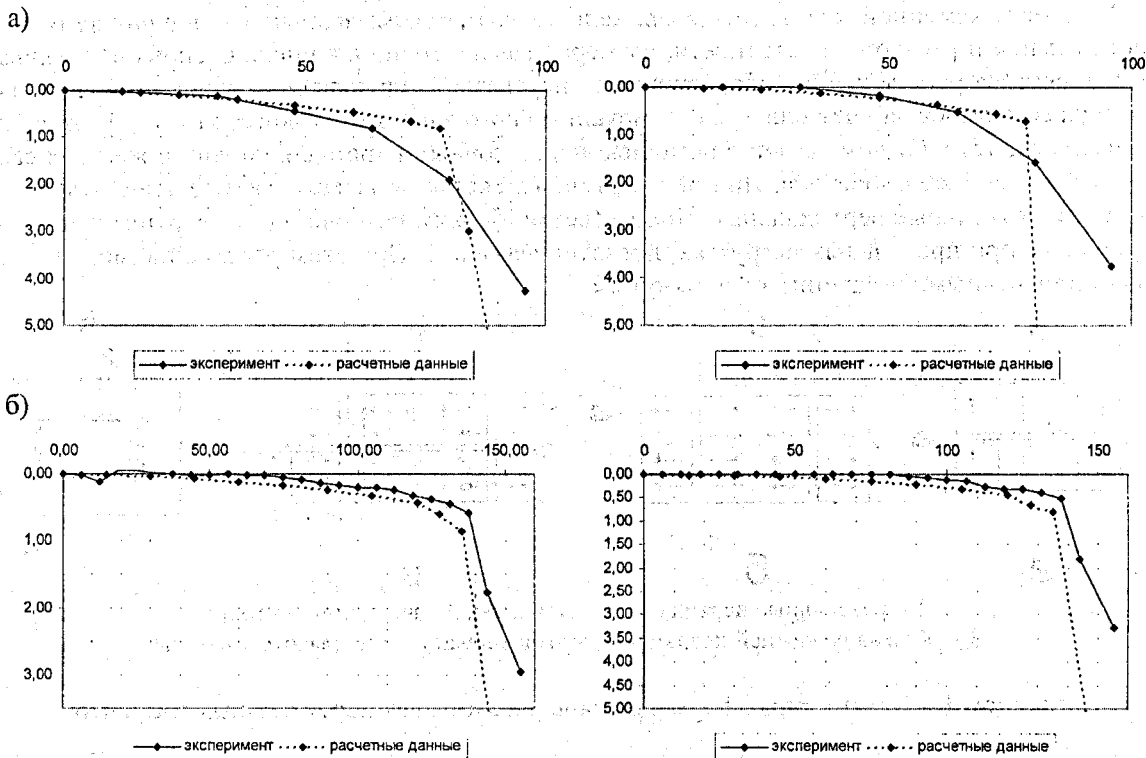
Как видно из табл. 2, при расчете по разработанной расчетной модели значения усилий составляют по отношению к фактическим значениям (в среднем): в момент трещинообразования – 85 %; в момент раскрытия трещин шириной 0,2 мм – 90 %; в момент разрушения – 83 %.

Таким образом, при расчете полупал по предложенной расчетной модели результаты расчета хорошо согласуются с результатами экспериментов (погрешность не превышает 10..17 %).

На рис. 4, а – г представлены графические зависимости прогиба Δ -P (мм-кН) и взаимного смещения опор δ -P (мм-кН) для различных образцов при их нагружении. Анализ показывает, что результаты расчета достаточно хорошо согласуются с результатами эксперимента. Имеющиеся расхождения объясняются допущениями, принятыми при формировании исходных данных для расчетной модели. В наибольшей степени погрешности вызваны заданием при расчете идеализированных диаграмм деформирования материалов.

Так, в расчетной модели была задана билинейная диаграмма деформирования арматуры, тогда как на фактической диаграмме переход от линейного восходящего участка к площадке текучести происходит постепенно. Диаграммы деформирования бетона, полученные в результате эксперимента, для расчетной модели заменяли параболическими кривыми, проведенными через характерные точки экспериментальных диаграмм. Указанные допущения, хотя и оказывают незначительное влияние на деформирование материалов модели в диапазоне напряжений от нуля до уровня, соответствующего разрушению, позволяют достаточно точно определять момент разрушения конструкции.

Тот факт, что на рис. 4, а и б протяженность пологого участка на графиках, построенных по результатам расчета, превышает протяженность данного участка для экспериментальной кривой, объясняется отсутствием нелинейного «переходного» участка на диаграмме деформирования арматуры.



а — для образца ПШ2-1-1; б — для образца ПШ4-1-1.

Рисунок 4 – Перемещение сечений образцов

Следует отметить, что при расчетных нагрузках (0,7 от разрушающей), погрешность при определении перемещений не превышает 15 %.

ВЫВОДЫ

1. Действующие методики расчета применительно к расчету железобетонных полушпал не учитывают их реального напряженно-деформированного состояния, при этом погрешность (в сторону запаса) достигает 100 %.
2. Для расчета на прочность и трещиностойкость железобетонных полушпал может быть использована разработанная БелНИИС объемная конечно-элементная расчетная модель, результаты расчета по которой хорошо согласуются с опытными данными.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шепелевич Н.И., Бугаев А.Н. К определению внутренних усилий в железобетонных полушпалах рельсового пути грузоподъемного крана/ Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций. - Москва 2002.- С. 332-338.

УДК 62-216.6.

Гринев В.Д., Аражи Х.Р., Атрахимович В.И., Хаткевич А.М.

КОНСТРУКЦИИ КАМЕННЫХ КОЛОНН

История развития строительной техники связана с созданием материалов и конструкций, работающих преимущественно на сжатие (арки, колонны, пилоны и т.п.). При этом сжатые стойки создавали целые архитектурные ансамбли в виде колоннад.

И в настоящее время колонны из каменных материалов широко применяются в гражданском строительстве. Совершенствовать конструктивные решения колонн представляется актуальной задачей и является целью настоящей работы.

Прочность каменной кладки, по современным воззрениям, зависит от прочности и деформативности камней и раствора, пустотности, размеров камня, толщины швов, способа и глубины перевязки. Совместная работа кладки обеспечивается перевязкой вертикальных швов по высоте, которая может осуществляться за счёт сил трения, механического зацепления, когезии и адгезии раствора и соседних слоев, устройством связей с помощью перевязочных кирпичей, гибких и жёстких связей из арматуры, бетона и железобетона. При недостаточных связях по высоте сжатые элементы могут раслаиваться на отдельные вертикальные столбы (ветви, блоки). Разновидности вертикальных столбов, образующихся при предельных нагрузках, показаны на рис. 1. При этом расслоение может быть продольным, поперечным, смешанным и замкнутым.

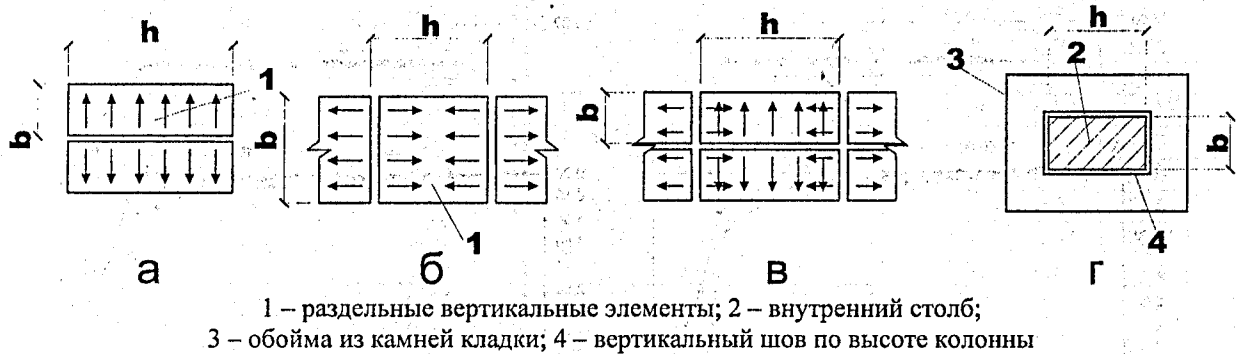


Рисунок 1 – Характерные формы в плане расслоенных вертикальных элементов

Размеры блоков $b \times h$, как правило, совпадают с отдельными вертикальными швами по высоте кладки и кратны ширине либо длине камня.

Нами был выполнен анализ разнообразных, имеющих место в строительной практике, сечений колонн (прямоугольных, квадратных, круглых и многоугольных) с целью выяснения влияния количества вертикальных швов на прочность кладки. При этом установлено:

- коэффициент $K = L/A$, характеризующий содержание вертикальных швов L на единицу площади сечения A , изменяется в пределах $0 \div 3,68$ в масштабе, кратном одному камню. При этом $K = 0$ для цельных колонн или колонн собранных, по вертикали из отдельных блоков;
- с увеличением количества кирпичей, камней в сечении коэффициент K возрастает;
- наличие маломерных камней – половинок, трехчетверток и т.п. – увеличивает величину коэффициента K ;
- для круглых колонн при их традиционной кладке коэффициент K больше, нежели для колонн прямоугольных, равновеликой площади; при этом в круглых колоннах используется большее количество маломерных камней;
- отдельные колонны при наличии в рядах трехчетверток и половинок и их отсутствии имеют по высоте разные значения коэффициента K , т.е. прочность по высоте колонн неодинакова.

Так как в стадии разрушения стены и колонны разделяются по высоте на отдельные блоки, то в конечном случае разрушение отдельного блока влечет за собой разрушение исходного образца.

Прочность блоков будет зависеть от их площади и гибкости. При этом правомочны следующие предпосылки:

- чем меньше количество возможных блоков, тем прочнее сжатый элемент;
- с увеличением размеров исходных камней увеличивается площадь блоков и несущая способность кладки;
- меньшее количество вертикальных швов равносильно меньшему количеству блоков при разрушении;
- разделение исходного образца на вертикальные блоки может происходить по высоте блока по раствору шву, по шву и камню, а также по камню.

На основании принятых предпосылок и гипотез нами были предложены новые конструктивные формы каменных колонн. При этом за основу проектирования приняты фигуры, основанные на форме правильных многоугольников и круга. По сравнению с прототипами предлагаемые конструкции колонн обладают рядом преимуществ:

- меньшим количеством камней в объёме кладки и меньшим количеством вертикальных швов;

- меньшей трудоёмкостью возведения;
- минимальным либо максимальным периметром;
- повышенной несущей способностью, по сравнению с традиционными конструктивными решениями колонн.

Ниже приведён ряд новых конструктивных решений колонн, на которые получены положительные решения от Национального Центра интеллектуальной собственности Республики Беларусь.

1. Треугольная колонна (рис. 2, а). Каменная колонна выполнена в форме трехгранной призмы с поперечным сечением, состоящим из двух прямоугольных треугольников. Кладка сложена с трехрядной перевязкой с поворотом каждого ряда на 60° . Отличительными признаками колонны являются:

- форма выполнения колонны в виде трехгранной призмы с поперечным сечением, состоящим из двух прямоугольных треугольников;
- взаиморасположение элементов колонны, а именно расположение рядов перевязки колонн. Целью создания такой колонны служит получение колонны с максимальной площадью поверхности при наименьшей площади сечения[1].

2. Каменная колонна квадратного сечения (рис. 2, б). Колонна содержит каменную кладку с четырехрядной перевязкой, каждый ряд кладки выполнен из трех камней равновеликой площади. Два камня выполнены в форме прямоугольной трапеции, а третий - в форме равнобедренного треугольника с высотой, равной двум третьим размера его основания, благодаря чему все элементы имеют одинаковую площадь и соответственно вес. Стороны равнобедренного треугольника сопряжены с боковыми наклонными сторонами прямоугольной трапеции, а малые основания прямоугольной трапеции сопряжены между собой. Перевязка образована поворотом каждого ряда на 90° [2].

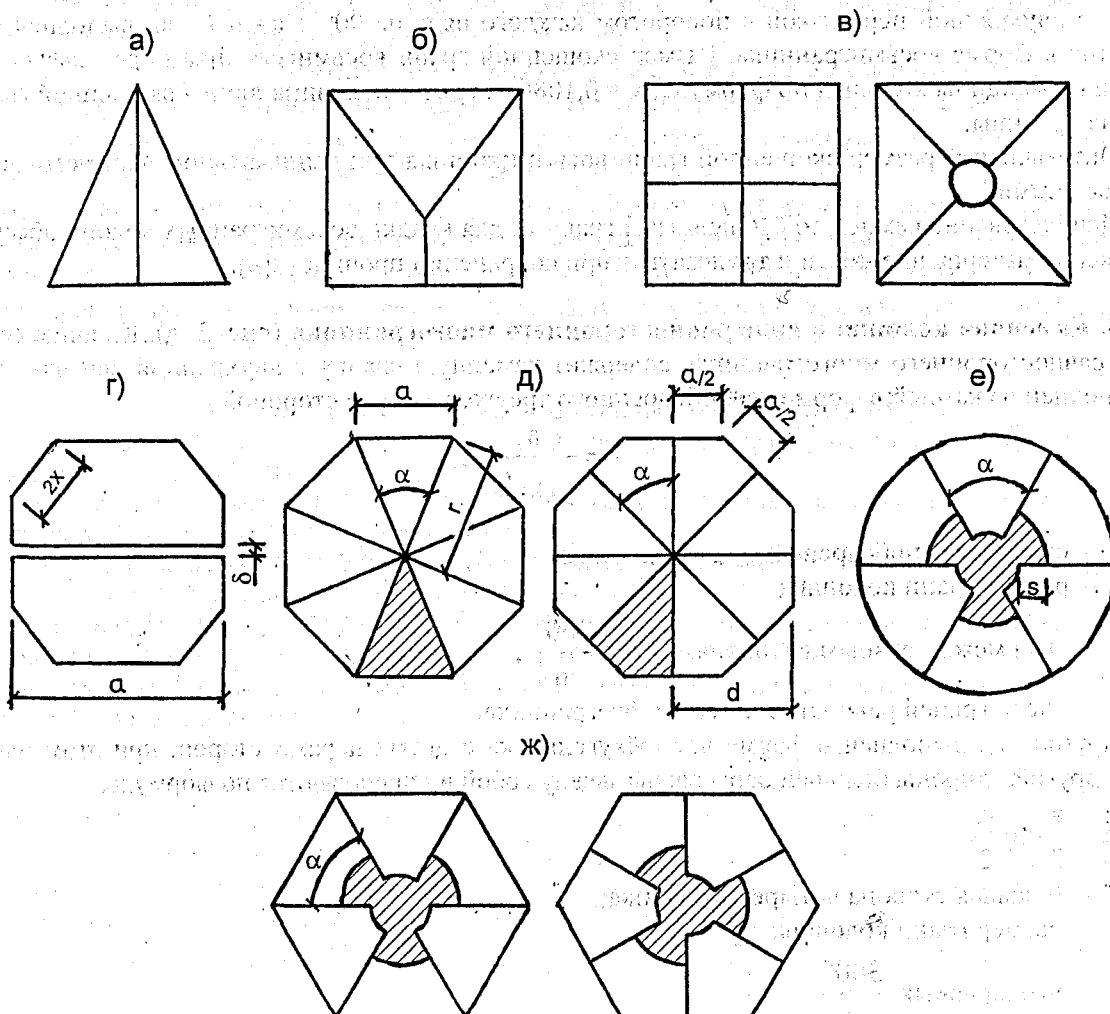


Рисунок 2 – Характерные формы в плане новых конструктивных решений колонн.

Отличительными признаками колонны являются:

- иная форма элементов колонны, а именно выполнение кладочных камней в форме прямоугольной трапеции и равнобедренного треугольника;
- взаиморасположение кладочных камней между собой;
- количество кладочных камней в каждом ряду, равное трем;
- размеры кладочных камней.

Использование малого количества камней - трех, вместо пяти и более - уменьшает объемное содержание вертикальных швов, а также отдаляет моменты трещинообразования и разрушения кладки в связи с образованием отдельных вертикальных разъединенных блоков.

Предлагаемая форма камней позволяет выполнить четырехрядную перевязку, в которой диагональные швы перекрываются по высоте дважды, а шов, параллельный сторонам сечения - трижды, что благоприятно влияет на монолитность и жесткость соединения кладки.

3. Каменная колонна квадратного сечения (рис. 2, в). Каменная колонна содержит двухрядную перевязку швов, выполненную из небольшого числа камней нестандартной формы. Первый ряд выложен из четырёх квадратных в плане камней. Второй ряд выполнен из четырёх трапециевидных камней и круглого сердечника.

Отличительным признаком каменной колонны является нестандартная форма и небольшое количество применённых камней.

Благодаря использованию малого числа камней при выполнении кладки уменьшается общее количество неперевязанных вертикальных швов и возрастает прочность кладки при сжатии, а также уменьшается трудоемкость[3].

4. Каменные колонны многоугольного сечения (рис. 2, г). Колонна содержит каменную кладку с двухрядной перевязкой с поворотом каждого ряда на 90°. Каждый ряд выполнен из двух элементов в форме восьмигранника. Размер скошенной грани восьмигранника определяется в зависимости от толщины колонны по формуле: $x = 0,1086 a$, где x - половина длины скошенной грани; a - толщина колонны.

Оптимальный размер скошенной грани восьмигранника при минимальном периметре подтвержден расчетами.

Использование камней со скошенными гранями для кладки восьмигранных колонн обеспечивает снижение материалоемкости и трудозатрат при сохранении прочности[4].

5. Каменная колонна в виде равностороннего многогранника (рис. 2, д). Колонна сечением в виде равностороннего многогранника, содержит каменную кладку с двухрядной перевязкой, один ряд выполнен из камней в форме равнобедренного треугольника со стороной r :

$$r = \frac{a}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

где r - сторона равнобедренного треугольника;

a - размер грани колонны;

α - угол между равными сторонами $\alpha = \frac{360^\circ}{n}$;

n - число граней равностороннего многогранника.

Другой ряд выполнен в форме четырёхугольника с двумя парами сторон, при этом одна пара больше другой, стороны большей пары равны между собой и определяются по формуле:

$$d = \frac{a}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2},$$

где d - большая сторона четырёхугольника;

a - размер грани колонны;

α - угол, равный $\frac{360^\circ}{n}$;

n — число граней равностороннего многогранника. Стороны меньшей пары также равны между собой и равны половине размера грани колонны.

Площадь сечения колонны находится из выражения: $A = a^2 \frac{n}{4} \operatorname{ctg} \frac{360^\circ}{2n}$.

Камни в виде треугольников и четырёхугольников укладываются на раствор в выбранном порядке с полным заполнением вертикальных и горизонтальных швов.

Использование камней в виде треугольников и четырёхугольников для кладки многогранных колонн обеспечивает увеличение прочности каменной кладки и снижение материалоемкости при её изготовлении [5].

6. Каменная колонна круглого и шестиугольного сечений (рис. 2, е, ж). Каменные колонны содержат каменный сердечник, соединённый с лекальными камнями, и перевязку радиальных швов, выполненную поворотом каждого последующего ряда кладки на угол $\beta = 180^\circ/n$, где n — число наружных лекальных камней.

Сердечник имеет соединение с лекальными камнями типа шлицевого с высотой выступов сердечника s не менее 0,4 толщины лекальных камней и не менее 40 мм. Выбор высоты выступов сердечника обусловлен обеспечением надёжности перевязки вертикальных швов.

Отличительными признаками каменной колонны являются:

- форма выполнения соединений элементов в виде шлицевого;
- параметрами высоты выступов на сердечнике.

Благодаря шлицевому соединению сердечника с лекальными камнями обеспечивается перевязка круговых вертикальных швов. Поворотом каждого ряда кладки на угол $\beta = 180^\circ/n$ осуществляется одновременно перевязка как радиальных, так и круговых вертикальных швов. По такому же принципу набираются сечения многоугольных колонн, состоящих из каменной-сердечников, а также четырех и пятиугольных камней с одной криволинейной стороной (рис. 2, ж).

В настоящее время достигнуто соглашение с Обольским керамическим заводом об изготовлении опалубки и опытной партии камней для нескольких типов колонн. Намечается изготовление опытных образцов, их испытание в прессовом зале лабораторного корпуса Полоцкого государственного университета и разработка временных технических условий.

Предлагаемая методика даёт возможность проектировать сечения колонн максимальной несущей способности при минимальном количестве исходных кладочных камней. Разнообразие предлагаемых конструктивных решений колонн позволяет расширить их использование не только в гражданском строительстве, но и в архитектуре малых форм, в интерьере, при возведении оград, афишных тумб, стоек освещения и др.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каменная колонна. Заявка № И 20040139 от 25.03.04, решение о выдаче патента от 26.03.04 г. Гринёв В.Д., Лось Н.Н., Атрахимович В.И.
2. Каменная колонна. Заявка № И 20040212 от 3.05.04, решение о выдаче патента от 8.07.04 г. Гринёв В.Д., Хаткевич А.М., Атрахимович В.И., Аражи Х.Р.
3. Каменная колонна. Заявка № И 20040295 от 17.06.04, решение о выдаче патента от 20.08.04 г. Гринёв В.Д., Атрахимович В.И., Хаткевич А.М., Аражи Х.Р.
4. Каменная колонна. Заявка № И 20030521 от 5.12.03, решение о выдаче патента от 27.02.04 г. Гринёв В.Д., Аражи Х.Р.
5. Каменная колонна. Заявка № И 20040253 от 27.05.04, решение о выдаче патента от 4.08.04 г. Гринёв В.Д., Аражи Х.Р., Атрахимович В.И., Хаткевич А.М.

ВЛИЯНИЕ ЭНЕРГИИ САМОНАПРЯЖЕНИЯ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ НА ВЯЗКОСТЬ РАЗРУШЕНИЯ

ВВЕДЕНИЕ

Прочность бетона обусловлена его структурой и зависит от свойств исходных компонентов, их соотношения, от способов обработки бетонной смеси, условий твердения и последующей эксплуатации. Но прочность бетона на НЦ, твердеющего в свободном состоянии, зависит не только от перечисленных выше факторов. Существенную роль играют процессы расширения цементного камня.

При твердении образцов на НЦ в условиях свободного проявления деформаций расширения показатели прочности и расширения взаимосвязаны. Чем выше значение расширения, тем ниже прочность образцов в свободном состоянии, наоборот, большему показателю прочности образцов соответствует меньшее значение их свободного расширения.

Вместе с тем показатели расширения затвердевшего НЦ могут изменяться не только в зависимости от технологических факторов (состава цемента, условий твердения и т. п.), но и от «внешнего» механического воздействия, ограничивающего проявления деформаций его свободного расширения. Именно в таких условиях расширяется затвердевший НЦ в самоупрочненном железобетоне, где деформации расширения бетона ограничены упругим сопротивлением арматуры, или в случае твердения бетона в замкнутом пространстве стыковых соединений.

Расширение бетона в условиях ограничения по сравнению с его свободным расширением уменьшается в несколько (5..15) раз. Самонапряжение цементного камня, возникающее при ограничении деформаций его свободного расширения, не подчиняется закономерностям самоупрочнения упругих тел.

Поскольку внешнее механическое ограничение деформаций свободного расширения НЦ столь резко влияет на размер его расширения, следует ожидать, что это также должно отразиться на изменении в сторону увеличения и прочностных характеристик затвердевшего НЦ.

Опыты по раннему нагружению бетона разных составов показали, что упрочнение бетона при его твердении под нагрузкой тем выше, чем больше цементного камня в бетоне и чем он «моложе», т.е. менее прочен к началу нагружения.

В железобетонных конструкциях на основе НЦ расширения и соответствующее сжатие бетона происходит вскоре после их изготовления. Следовательно, рассматривая твердение бетона на НЦ в условиях связанных деформаций в вышеуказанном аспекте, можно также ожидать увеличение его прочности по сравнению с прочностью бетона, расширяющегося свободно.

В ранее проведенных исследованиях указывалось, что прочности бетона в условиях связанных деформаций на 20..30 % выше прочности, определенной по образцам, расширяющимся свободно.

Были проведены экспериментальные исследования по определению прочности бетонов на НЦ, расширяющихся в условиях их применения в самоупрочненном железобетоне, т.е. в условиях связанного расширения. При этом была сделана попытка установить, от каких факторов и в какой мере зависит прочность материала в условиях связанного расширения, и можно ли оценить эту прочность с определенным приближением по результатам испытания образцов, расширяющихся свободно.

Нами был выбран план эксперимента для полиномиальных моделей первого порядка. В качестве параметров оптимизации были выбраны следующие получаемые из эксперимента характеристики: K_{IC} , G_I , f_{ct} , f_c , E_b (K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжений при деформациях нормального отрыва; G_I – удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины; f_{ct} – прочность бетона при растяжении; f_c – прочность бетона при сжатии). В качестве факторов варьирования были выбраны 5 независимых характеристик напрягающего бетона: 1) вид напрягающего цемента – N, 2) максимальный размер крупного заполнителя – d_{max} , 3) объемная концентрация заполнителя – V, 4) водоцементное отношение – В/Ц, 5) соотношение крупного и мелкого заполнителя – Т.

При этом связанную прочность бетона на НЦ изучали также и в зависимости от характера напряженного состояния, т. е. от способа ограничения деформаций расширения.

В случае нашего одноосного ограничения деформаций расширения прочность образцов определялась в двух направлениях: по оси действия ограничения расширения и в перпендикулярном направлении. Необходимость такого определения прочности были вызваны следующими причинами:

во-первых, в обычных бетонах, твердеющих под нагрузкой при одноосном сжатии, возникают растягивающие напряжения, действующие в поперечном направлении, и в итоге прочностные характеристики во взаимно перпендикулярных направлениях получаются неодинаковыми;

во-вторых, в образцах из НЦ при ограничении деформаций расширения в одном направлении показатель расширения резко уменьшается и в перпендикулярном направлении, что является характерной особенностью напрягающего цемента по сравнению с другими расширяющимися вяжущими. Однако расширение упругоограниченного образца в направлении ограничения имеет все же меньшее значение, чем в перпендикулярном направлении.

Поэтому при одноосном ограничении деформации расширения структура бетона в двух взаимно перпендикулярных направлениях будет различной, вследствие чего можно ожидать и различие показателей прочности в указанных направлениях.

ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА ИССЛЕДОВАНИЯ

Составы бетонов, подобранных в соответствии с матрицей планирования эксперимента, приведены в табл. 1. Некоторые из составов в практике строительства не применяются. Это были жесткие и литые смеси. Однако сужение интервалов варьирования привело бы к уменьшению области определения полученных моделей.

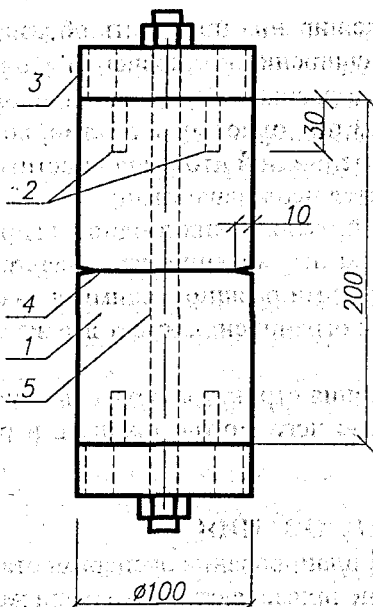
Таблица 1 – Составы бетонов, подобранных в соответствии с матрицей планирования

Состав	Вид вяжущего	d_{\max} , мм	Объемная концентрация заполнителя	Расход материалов, кг/м ³			
				цемент	песок	щебень	Вода
1	2	3	4	5	6	7	8
1	НЦ-4	20	0,7	457	775	1085	183
2	НЦ-1	10	0,5	867	665	665	303
3	НЦ-4	20	0,7	457	930	930	183
4	НЦ-1	10	0,5	867	555	775	303
5	НЦ-4	10	0,7	457	775	1085	183
6	НЦ-1	20	0,5	867	665	665	303
7	НЦ-4	20	0,7	474	930	930	166
8	НЦ-1	10	0,5	835	555	775	335
9	НЦ-4	20	0,5	835	665	665	335
10	НЦ-1	10	0,7	474	775	1085	166
11	НЦ-4	10	0,7	457	930	930	183
12	НЦ-1	20	0,5	867	555	775	303
13	НЦ-4	10	0,7	474	775	1085	166
14	НЦ-1	20	0,5	835	665	665	335
15	НЦ-1	20	0,5	835	555	775	335
16	НЦ-4	10	0,7	474	930	930	166

В качестве вяжущего в поставленном эксперименте использовался напрягающий цемент различной энергоактивности. Химический состав цемента: SiO₂ – 22,14 %; Al₂O₃ – 4,46 %; Fe₂O₃ – 4,84 %; CaO – 65,35 %; MgO – 1,74 %; SO₃ – 2,03 %. Соотношение ПЦ:ГЦ:Гипс = 76:14:10 (%) для НЦ-4 и ПЦ:ГЦ:Гипс = 84:9:7 (%) для НЦ-1. $S_{уд} = 4400 \text{ см}^2/\text{г}$, $K_{н.г.} = 0,28$. В качестве крупного заполнителя применялся гранитный щебень крупностью до 20 мм по ГОСТ 8267-93. Мелкий заполнитель – песок кварцевый по ГОСТ 6139-91.

Образцы твердели первые сутки в воздушно-сухих условиях, до 28 суток в воде при $t = 20 \pm 24$ °С, $w = 100$ %.

Образцы имели инициирующую кольцевую трещину (для испытания на осевое растяжение) и без инициирующей трещины (для испытания на растяжение при раскалывании). Кольцевой концентратор представлял собой металлическое кольцо, устанавливаемое в процессе бетонирования. Для предотвращения соприкосновения концентратора с бетоном, кольцо смазывалось отработанным маслом перед бетонированием.



1 - бетонный образец; 2 - анкера;
3 - захватные приспособления;
4 - кольцевой концентратор;
5 - металлический стержень



Рисунок 2 - Внешний вид образца с армированием

Рисунок 1 - Конструктивное решение опытных образцов

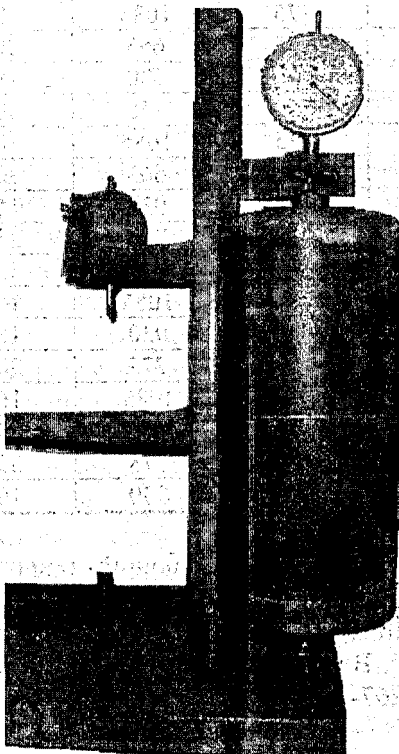


Рисунок 3 - Измерение деформаций связного расширения

Приготовление бетона осуществлялось вручную, бетон уплотнялся на виброплощадке в металлических разборных формах. Образцы распалубливались на вторые сутки после бетонирования.

Исследования трещиностойкости (вязкости разрушения) проводили на цилиндрических образцах, конструкция и армирование которых показаны на рис. 1.

На рис. 2 представлен образец из напрягающего бетона с процентом армирования - 2,16.

Значения самонапряжения и свободного расширения определяли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм в специальном штативе (рис. 3).

Энергия самонапряжения рассчитывалась исходя из абсолютной деформации арматуры, определяемой на лабораторном штативе по индикатору часового типа. Величина самонапряжения образца S_p (МПа) определяли по формуле [7]:

$$S_p = \frac{\Delta}{l_{обр}} \rho_1 \cdot E_s \quad (1)$$

где Δ и $l_{обр}$ - соответственно полная деформация образца в процессе самонапряжения бетона и его длина;

ρ_1 - приведенный коэффициент армирования образца;

E_s - модуль упругости стали, принимаемый равным 20×10^4 МПа.

Замеры самонапряжения производились в возрасте 1, 3, 7, 14 и 28 суток каждый раз с проверкой измерительного устройства с помощью эталона.

Самонапряжение бетона S_p вычисляли как среднее арифметическое по результатам замеров трех образцов-близнецов в кондукторах, отформованных из одной пробы бетона.

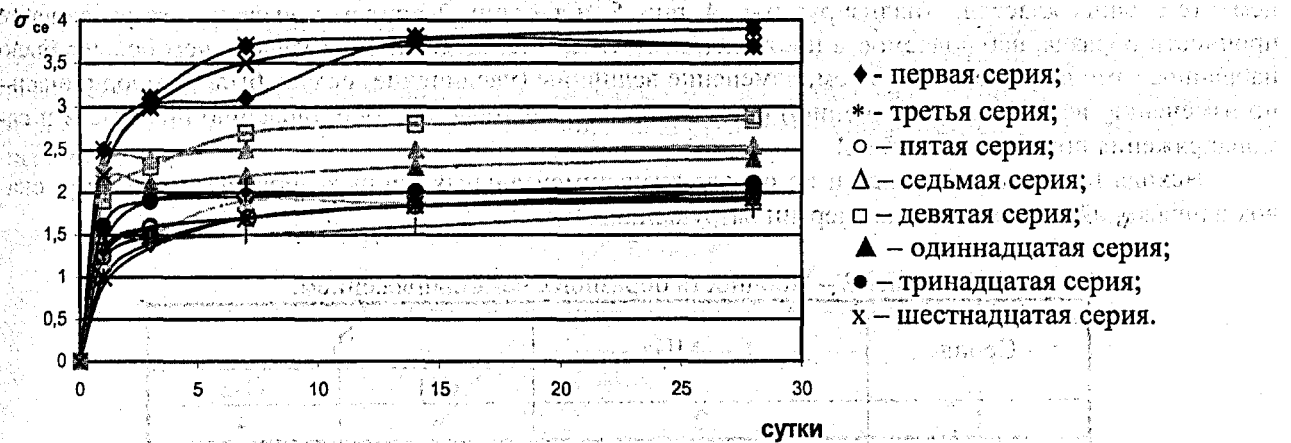
ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ФАКТОРНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

В поставленном факторном эксперименте для образцов, твердевших при одноосном ограничении деформации расширения, были получены следующие результаты:

- графики набора (роста) энергии самонапряжения (рис. 4.);
- диаграммы деформирования образцов с армированием (рис.5);
- для диаграмм деформирования определены значение энергии разрушения, коэффициент интенсивности напряжений (рис. 7, табл. 2);
- определена зависимость коэффициента интенсивности напряжений от энергии самонапряжения (рис. 7).

Для образцов, твердевших при одноосном ограничении деформации расширения, характерен значительный рост энергии самонапряжения в первые сутки набора прочности, который впоследствии замедлялся, а в некоторых случаях прекращался, и происходила незначительная усадка бетона. Это объясняется тем, что в период бетонирования происходит активное расширение этрингита и соответственно значительный рост энергии самонапряжения. На рис. 4. а) показан рост величины самонапряжения образцов планового эксперимента на напрягающем цементе НЦ-4.

а) самонапряжение образцов на напрягающем цементе НЦ-4.



б) самонапряжение образцов на напрягающем цементе НЦ-1

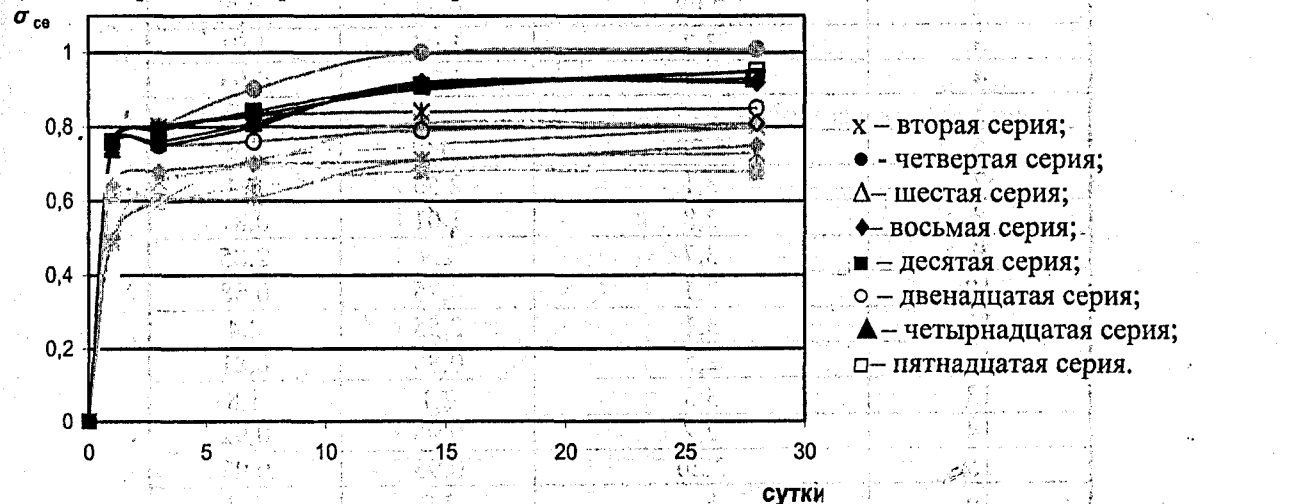


Рисунок 4 – Набор самонапряжения образцами факторного эксперимента

Данные результатов измерений набора самоупражнения выявили, что самоупражнение, набранное в процессе твердения зависит от таких факторов, как качество напрягающего цемента, условий приготовления и твердения. Именно поэтому образцы, сделанные на напрягающем цементе одной марки, показывают различные уровни самоупражнения. При анализе результатов набора самоупражнения выяснили, что существенное значение на величину самоупражнения оказывает активность напрягающего цемента, что является достаточно очевидным фактором. Также, проведя обработку планового эксперимента, установили закономерность изменения самоупражнения от состава. При увеличении заполнителя по объему, размера самого заполнителя, водоцементного отношения уменьшается величина самоупражнения.

Диаграммы деформирования (рис. 5) были получены на разрывной машине ИР 5145-500-10 Ивановского ОАО "Точприбор" [1]. В процессе проведения эксперимента наблюдалось следующее. На начальном (упруго-пластичном) этапе нагружения металлический стержень и бетон образца работали совместно. Увеличение нагрузки пропорционально деформациям. На пиковой точке имел место исчезающе малый, промежуток пластической деформации. На конечном участке происходил резкий спад напряжений, что отчетливо видно на рис. 5. Магистральная трещина развивается с огромной скоростью, почти мгновенно. В момент стремительного роста трещины происходит перераспределение нагрузки, приходящейся на образец. В пиковой точке усилие, приходящееся на бетон и металлический стержень, распределяется пропорционально жесткостям бетона и стали. В нижней точке бетон разрушился. Вся нагрузка перераспределилась на стержень. Накопленная образцом в процессе испытания энергия трансформировалась в энергию разрушения бетонной части образца.

Полученные экспериментально данные подтверждают, что образцы, твердевшие при одноосном ограничении деформации расширения и набравшие наибольшее самоупражнение, разрушались при большей нагрузке, чем образцы, твердевшие в свободных условиях и образцы на напрягающем цементе низших классов. Анализируя рис. 4, рис. 5. и таблицу 2, приходим к выводу, что увеличение прочности образца, наблюдаемое в поставленном эксперименте, было тем больше, чем больше было набранное самоупражнение. Причем, изменение величины (увеличение) скачка было пропорционально изменению величины (увеличению) самоупражнения. Данные по сопоставлению прочности и самоупражнения приведены в табл. 2.

Исходя из вышесказанного и на основе экспериментальных данных, определим гипотезу: скачок напряжений есть отражение энергии разрушения.

Таблица 2 – Прочность образцов с самоупражением.

Серия	f_{sct} , МПа	S_p	
		О-1	О-2
1	2	3	4
1	6,16	3,9	3,7
2	2,98	0,81	0,8
3	3,7	1,94	1,91
4	2,2	1,01	0,93
5	3,23	1,94	1,86
6	2,78	0,9	0,9
7	3,1	2,55	2,4
8	2,8	1,01	0,81
9	3,7	2,9	2,85
10	2,1	0,75	0,68
11	3,1	2,55	2,4
12	2,5	0,85	0,81
13	3,3	2,1	1,8
14	2,2	0,95	0,92
15	2,26	0,95	0,93
16	6,2	3,9	3,7

Примечание: f_{sct} – прочность образца на растяжение.

При достижении критического значения коэффициента интенсивности напряжения бетона наступает срагивание трещины и разрушение бетонной части образца. Т.к. испытания проводились при жестком режиме нагружения, когда в процессе испытания контролировались деформации, то после разрушения бетона испытательная установка точно зафиксировала усилие на стальной стержень. Принятая конструкция образца и режим нагружения позволили непосредственно измерить энергию разрушения бетона.

На рис. 5 представлены диаграммы деформирования образцов на напрягающем цементе с армированием, полученные на основании методики, описанной в [1, 2].

Площадь диаграммы деформирования ОАВ (рис. 6), получаемая в координатах сила F – деформация Δl с учетом поправки на вес образца, представляет полную работу разрушения $A_C = \int_{l_0}^{l_{max}} F dl$.

Отношение A_C к площади поверхности разрушения P является энергия разрушения $G_{IC} = A_C/P$. А коэффициент интенсивности напряжений определяется по формуле $K_{IC} = \sqrt{G_{IC} \cdot E}$.

В табл. 2 приведены значения площадей диаграмм деформирования напрягающего бетона. Площадь S_{OAC} – общая работа деформирования образца с арматурным стержнем внутри. Площадь S_{OAB} – полная работа, необходимая на разрушение бетонного образца. По площади S_{OAB} были подсчитаны значения энергии разрушения для образцов с самонапряжением (табл. 3) и определен коэффициент интенсивности напряжений.

Анализируя табл. 2, диаграммы деформирования, результаты эксперимента приходим к выводу, что характеристики трещиностойкости (вязкости разрушения) напрягающего бетона, определенные по различным методикам, являются величинами одного порядка. Преимущество определения величины энергии, необходимой на образование новых поверхностей берегов трещины, в предложенной методике, является независимость методики от различных параметров испытаний, таких как влияние накопленной потенциальной энергии системы «образец – испытательная установка», возможная неодновременность старта трещины по диаметру образца, другие неучтенные факторы. По результатам эксперимента

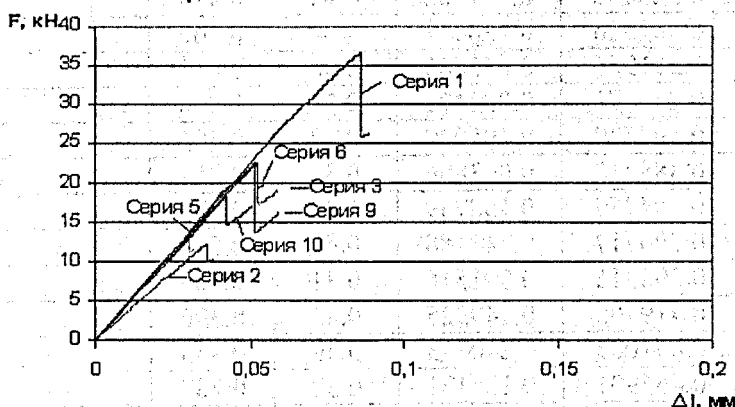


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования образца с армированием

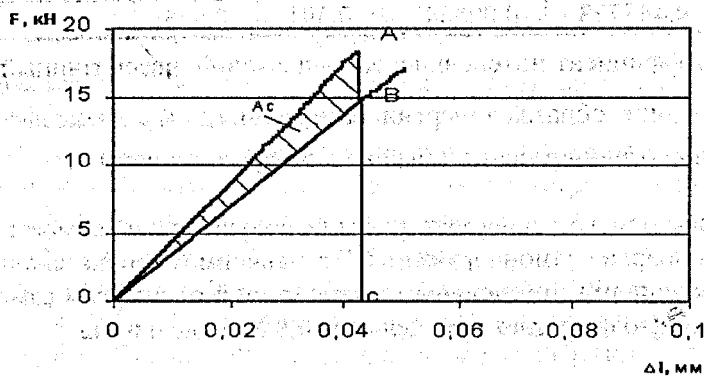


Рисунок 6 – Определение энергии разрушения напрягающего бетона по диаграмме деформирования образца с армированием

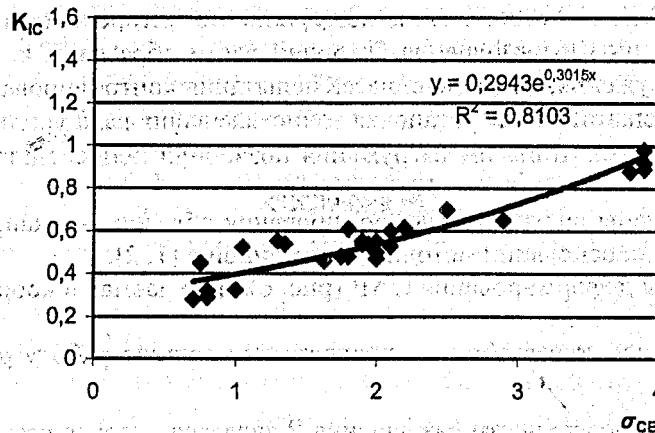


Рисунок 7 – Зависимость КИН от самоупреждения

подтверждено влияние условий твердения на характеристики трещиностойкости. Так, K_{IC} для образцов с самоупреждением на 15..25 % превышает значения коэффициента интенсивности напряжений, получаемого при испытании образцов, твердевших в свободных условиях. Прочностные характеристики образцов также увеличиваются по мере роста самоупреждения. Т.е. на разрушение образца, твердевшего при одноосном ограничении деформации расширения, требуется на 15..25 % энергии больше, чем на разрушение образцов, твердевших в свободных условиях.

Таблица 3 – Коэффициенты интенсивности напряжений для образцов с самоупреждением

Серия	S_{OAC} кН·мм	S_{OAB}	K_{IC}^{OAB}	K_{IC}	$\Delta = \frac{K_{IC}^{OAB} - K_{IC}}{K_{IC}} \cdot 100\%$
1 серия	1.645192	0.541382	0.36	0.336	7.0
2 серия	0.223442	0.047402	0.44	0.414	6.0
3 серия	0.581876	0.138431	0.4	0.360	11.0
4 серия	0.201985	0.035785	0.46	0.451	2.0
5 серия	0.277671	0.052471	0.31	0.290	6.8
6 серия	0.597729	0.105029	0.52	0.506	2.7
7 серия	0.388318	0.083806	0.33	0.257	28.0
8 серия	0.594779	0.158759	0.39	0.334	16.0
9 серия	0.590717	0.241188	0.56	0.519	7.8
10 серия	0.398315	0.091516	0.31	0.303	2.3
11 серия	0.419705	0.149325	0.42	0.396	6.0
12 серия	0.851003	0.240303	0.39	0.333	17.0
13 серия	0.466901	0.125121	0.32	0.288	11.0
14 серия	0.768245	0.323414	0.58	0.530	9.4
15 серия	0.497841	0.116916	0.3	0.263	14.0
16 серия	0.445723	0.098548	0.591	0.573	3.0

Примечание: K_{IC}^{OAB} – коэффициент интенсивности напряжений, рассчитанный по площади деформирования образца (энергии разрушения); K_{IC} – коэффициент интенсивности напряжений, рассчитанный по методу податливости.

По результатам факторного эксперимента были получены зависимости коэффициента интенсивности напряжений от энергии самоупреждения. Эта зависимость показана на рис. 7.

Зависимость коэффициента интенсивности напряжений от энергии самоупреждения представляет собой экспоненциальную функцию в пределах от 0,8 МПа до 4 МПа.

ВЫВОДЫ

Прочность бетона в условиях связанных деформаций расширения всегда превышает прочность бетона, расширяющегося свободно.

Отношение связанной прочности к свободной в зависимости от технологических факторов изменяется в широких пределах – от значений 1,1 и выше.

Установлена методика определения физической величины энергии разрушения.

Установлена эмпирическая зависимость, описанная математически, позволяющая с достаточным приближением оценить показатель связанной прочности при одноосном ограничении деформаций расширения и прочности контрольных образцов, расширяющихся свободно.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Драган В.И., Загуляев С.В. Методика исследования механических свойств материалов с использованием разрывной машины ИР 5145-500-10. // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. №1(13). – С. 25-29.
2. Драган В.И., Загуляев С.В. Влияние состава бетона, объемной концентрации заполнителя на вязкость разрушения и физико-механические характеристики напрягающего бетона. – 2004.
3. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1992. – 18с.
4. Е.А.Гузеев, С.Н.Леоневич, К.А.Пирадов. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест: БПИ, 1999. – 217 с.
5. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей: Учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высш. шк., 1991. – 288 с.: ил.
6. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений: В 2-х томах.: Пер.с англ./Под ред. Ю.Мураками. – М.: Мир, 1990. – 1016 с., ил.
7. Проект СТБ. Бетон напрягающий. Технические условия.

УДК 624.21.095.4(047)

Другов Л.И., Талецкий В.В., Этин П.Ю.

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ БЕЗБАЛЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА

Конструктивно-технологические разработки безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах, начатые еще в 1960 г., до сих пор не могут считаться законченными.

Важнейшим из незавершенных вопросов является конструкция и технология исполнения сопряжения плит с поддерживающими конструкциями – продольными (или главными) стальными балками пролетного строения.

Первоначальное решение этого вопроса состояло из временного опирания плит на узкие деревянные прокладки и постоянного опирания на армированный сплошной слой цементного раствора по всей ширине поддерживающего стального пояса. Со временем проявились ощутимые недостатки такого сопряжения. Помимо очевидной сложности технологии, обусловленной "мокрым" процессом омоноличивания сопряжения цементным раствором, обнаружилась нестойкость в эксплуатации этого сопрягающего слоя при его толщине свыше 40–50 мм. По широким открытым боковым граням этого слоя происходит выкрашивание, постепенно проникающее в глубину и вызывающее опасение полного выхода из строя.

Этими обстоятельствами объясняются начавшиеся поиски других решений сопряжения плит с балками, проводимые как разработчиками первоначального решения, так и эксплуатационными службами, занимающимися практическим применением данного типа мостового полотна. Нерешенность проблемы сопряжения плит с балками до настоящего времени отражается отсутствием однозначных указаний по этому вопросу в Инструкции [2]. Допускается опирание плит как на прокладки из армированного цементного раствора или полимерных материалов, так и на заготовленные заранее резиновые, деревянные или полимерные пластинки, расположенные непрерывно или дискретно. Не оговаривается даже ширина этих прокладок при их расположении под узлами опирания рельса на плиту.

В Республике Беларусь ПИ Промтранспроект предложено сопряжение плит с балками на деревянных (дубовых) антисептированных прокладках шириной 70 мм, размещаемых по оси поддерживающих балок между головками двух рядов связующих заклепок. Толщины прокладок 30 мм (min 25 мм). Пред-

полагается тщательная подгонка толщины прокладок по месту для обеспечения плотного опирания плит по всей длине.

Прокладки сразу укладываются по постоянной схеме, что весьма упрощает технологию установки плит.

Следует сразу отметить отличие данного решения от всех ранее известных, состоящее в расположении прокладок в стороне от линии размещения шпилек, закрепляющих плиты на балках. Эта особенность неизбежно отражается на напряженном состоянии плит под действием натяжения шпилек.

Главным содержанием настоящей работы является выяснение вопроса, в какой мере отмеченные особенности решения ПИ Промтранспроект отражаются на трещиностойкости плит. Одновременно сделаны предложения по улучшению трещиностойкости плит, за счет изменения схемы их опирания и закрепления на балках, за счет изменения усилий натяжения шпилек или усиления армирования наиболее неблагоприятных зон плиты.

Методом решения этих вопросов принят сравнительный расчет плиты при различных решениях сопряжения с балками.

В проведенных расчетах выполнено: варьирование шириной прокладки (узкая и широкая), расположением шпилек (по наружной и внутренней полке пояса), натяжением шпилек (до $N_{ш} = 20$ тс и до $N_{ш} = 10$ тс), а также армированием верхней зоны плит (по типовому проекту и усиленное в 1,5 раза).

Всего рассмотрено четыре основных варианта сопряжения:

- Узкая прокладка при общепринятом расположении шпилек;
- Широкая прокладка при общепринятом расположении шпилек;
- Узкая прокладка при расположении шпилек на внутренней полке пояса;
- Широкая прокладка при расположении шпилек на внутренней полке пояса.

Оценка вариантов выполнена по следующим основным параметрам:

1. Схема трещинообразования с выделением участков отсутствия силовых трещин, участков наличия трещин с раскрытием до 0,2 мм (допускаемая ширина раскрытия по нормам [3]) и с раскрытием более 0,2 мм;

2. Напряжения сжатия в прокладке;

3. Приращение усилия в шпильке, вызываемое приложением поездной нагрузки.

Два последних параметра косвенно характеризуют степень стабильности мостового полотна в части, зависящей от состояния сопряжения плит с балками.

Оценка вариантов расчетов выполнена по схеме трещинообразования с выделением участков отсутствия силовых трещин, участков наличия трещин с раскрытием до 0,2 мм (допускаемая ширина раскрытия по нормам [3]) и с раскрытием более 0,2 мм.

В соответствии с Инструкцией [2, приложение 3] расчетная схема плиты принята в виде пространственной системы, состоящей из упругой пластинки, опертой через податливую прокладку на две жесткие линейные опоры – продольные балки проезжей части (рис. 1).

Упругая прокладка из дуба, работающая на сжатие поперек волокон, в расчете отражается как винклеровское упругое основание с коэффициентом постели, равным отношению модуля упругости к толщине прокладки, что численно составляет

$$C = E\delta = 400 / 0,03 = 13333 \text{ МПа/м.}$$

Такая схема действительна для расчета на действие собственного веса плиты (g) и нагрузки от натяжения шпилек ($N_{ш}$). Последняя схема принимается в виде сосредоточенных сил, действующих на плиту в направлении сверху вниз и вызывающих соответствующую реакцию упругого основания под плитой.

В расчете на временную поездную нагрузку расчетная схема дополняется упругими связями между плитой и неподатливыми поясами продольных балок, отражающими наличие шпилек в полностью законченном мостовом полотне.

Жесткость этих связей определяется по размерам и модулю упругости шпилек в размере (диаметр шпилек 22 мм, $A_s = 3,8 \text{ см}^2$, длина $l_{ш} = 30 \text{ см}$).

$$C_{ш} = E_s A_s / l_{ш} = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,8 \cdot 10^{-4} / 0,3 = 266 \cdot 10^3 \text{ кН/м.}$$

Процедура расчета плиты методом конечных элементов (МКЭ) целиком определяется стандартной программой "Лири".

Членение плиты на конечные элементы (КЭ) в соответствии с задачами и конструктивными особенностями выполнено с размером конечных элементов в направлении вдоль пути по 125 мм, а поперек пути по 200 (250) мм; в зоне опирания плиты на балки этот размер сокращен до 70–65 и даже

до 40 и 25 мм. Этим обеспечивается возможность варьирования шириной зоны опирания и расположение шпилек в узлах сетки расчетной схемы. При этом расположение и нумерация большинства конечных элементов во всех схемах сохраняется неизменной.

Схема армирования плиты в соответствии с [4] и положение расчетных сечений представлена на рис. 2. Ширина сечения $b = 1990$ мм. Класс бетона плиты В40.

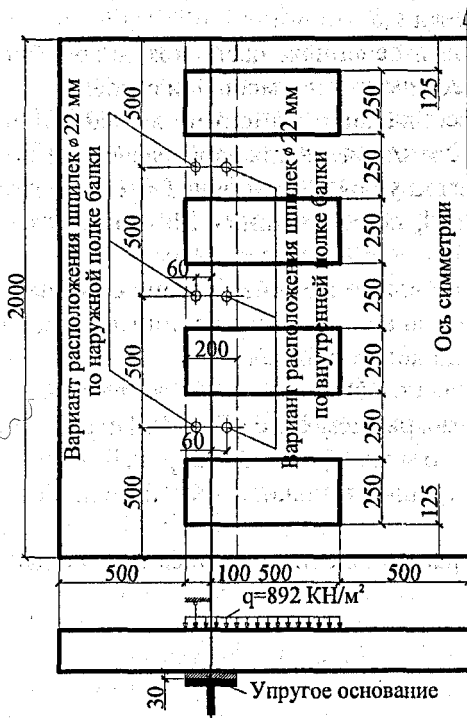


Рисунок 1 – Расчетная схема плиты

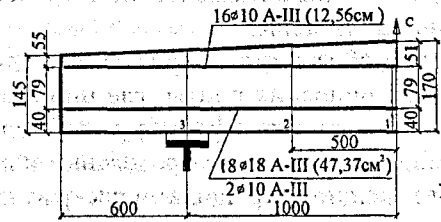


Рисунок 2 – Схема армирования плиты

Таблица 1 – Величины предельных моментов по прочности, образованию и раскрытию трещин

№ расчетного сечения	Момент по прочности нормальных сечений, кНм/м	Момент по образованию трещин в стадии нормальной эксплуатации, кНм/м	Момент по допусжаемому раскрытию трещин, кНм/м
1	24 / 87,7	15,1 / 15,8	17,05 / 84,25
2	24 / 81,3		
3	24 / 75,75	10,9 / 11,45	18,58 / 77,3
4	24 / 67,8		

Предельные моменты в расчетных сечениях плиты по прочности, образованию и раскрытию трещин приведены в табл. 1.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка от поезда по схеме С14 согласно [1, прил.5] $V = 24,5 \cdot 14 = 343$ кН/п.м. пути. На 1 п.м. рельса соответственно $0,5V = 171,5$ кН/м.

Площадь линии влияния давления рельса на площадку согласно [2] $\Omega = 0,4$ м.

Расчётное общее давление на площадку с учётом коэффициента надёжности 1,30 и динамического коэффициента 1,50 согласно [2]:

$$P = 171,5 \cdot 0,40 \cdot 1,3 \cdot 1,50 = 133,77 \text{ кН тс.}$$

В числителе приведены моменты, растягивающие верхнюю зону сечения плиты, в знаменателе – моменты, растягивающие нижнюю зону сечения плиты.

Размер подрельсовой подкладки 400×150 мм. Согласно [2] площадь загрузения увеличивается на толщину плиты по обеим сторонам. Округленно размеры загружаемой площадки приняты 600×250 мм.

$$\text{Удельное давление на площадку } q = 133,77 / (0,6 \times 0,25) = 892 \text{ кН/м}^2.$$

Для исключения коэффициентов надёжности и динамики, опускаемых согласно [1, п. 2.3] в расчётах на образование и раскрытие трещин к нагрузке q или усилиям от неё должен быть введен коэффициент $K = 1 / 1,3 \times 1,50 = 0,513$.

По результатам расчета для дальнейшего анализа были построены совмещенные эпюры предельных и огибающие расчетных моментов по условию трещиностойкости для всех вариантов опирания, расположения и натяжения шпилек.

При построении огибающих эпюр моментов в соответствии со СНиП [1, п. 2.3] вычисленные первоначальные моменты от поездной нагрузки уменьшены умножением на 0,513 для исключения коэффициента надежности 1,3 и динамического коэффициента 1,5.

Наибольший интерес представляют эпюры моментов в сечениях, расположенных вблизи сопряжения плиты с балкой, где трещиностойкость плиты обеспечена в наименьшей степени.

Обращает на себя внимание огромное численное преобладание моментов, вызванных натяжением шпилек M_N над моментами от нагрузок, в том числе и от очень тяжелой расчетной поездной нагрузки $S_{14} M_q$, намного превышающей реально обращающуюся в настоящее время нагрузку от подвижного состава. Моменты от собственного веса плиты M_g по сравнению с M_q и, тем более, с M_N , весьма незначительны.

Таким образом, обнаруживается, что опасные отрицательные моменты в зоне сопряжения при всех схемах опирания плиты, где шпильки расположены на внешней полке балки (по типовому решению), почти целиком формируются под воздействием натяжения шпилек.

Сопоставление эпюр предельных и расчетных моментов позволили установить границы участков плиты без трещин, с трещинами раскрытием до 0,2 мм и с раскрытием более 0,2 мм. На рис. 3-5 представлены схемы расположения трещин в плите. Усиление плиты армированием верхней зоны и снижение натяжения шпилек до 10 тс не влияет на образование трещин в нижней зоне плиты. Поэтому на рис. 4 и 5 третий и четвертый варианты не показаны.

Наихудшей из них является схема 1, отличающаяся расположением шпилек вне площади опирания плит на прокладку из-за малой ширины последней.

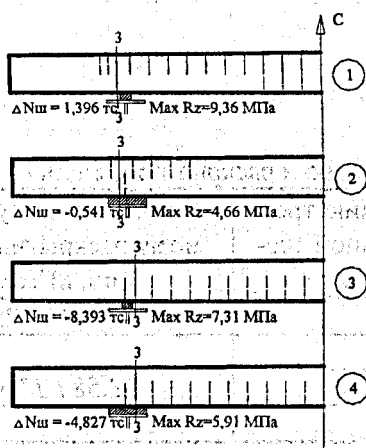


Рисунок 3 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 20$ тс и армирования плиты по типовому проекту. Пунктиром показаны трещины с раскрытием до 0,2 мм, сплошными линиями трещины с раскрытием более 0,2 мм

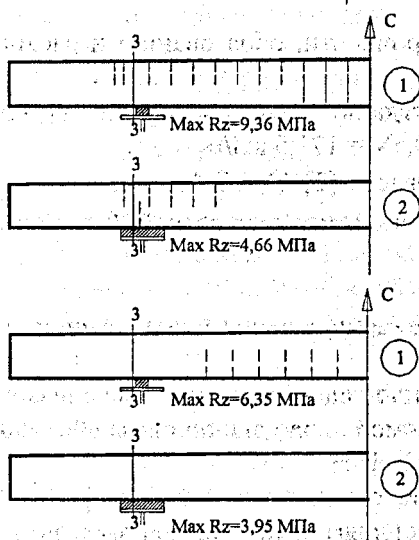


Рисунок 4 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 20$ тс и усиленным армированием верхней зоны плиты

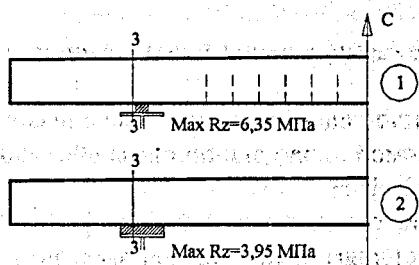


Рисунок 5 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 10$ тс и армирования плиты по типовому проекту

Логично, что расположение шпилек по внутренней полке пояса меняет эффект от натяжения шпилек на обратный. В принципе, такое расположение шпилек может решить проблему трещиностойкости плит по верхней грани в зоне сопряжения самостоятельно – без каких-либо дополнительных мер.

Отметим, что суммарные отрицательные моменты в зоне сопряжения ($M_N + M_q + M_g$) имеют наибольшие значения по концам расчетных сечений, то есть по краям плиты, обращенным к поперечным швам. Это согласуется с наблюдаемой в натуре схемой расположения и последовательностью развития соответствующих трещин по верху плиты.

В прокладке, на контакте плиты с балкой, от натяжения шпилек R_{zN} и временной поездной нагрузки R_{zq} действуют только сжимающие напряжения. Следовательно, обеспечено выполнение одной из основных предпосылок расчета о наличии упругого контакта плиты с балкой.

Из результирующих схем расположения трещин (рисунки 3–5) очевидна сильная зависимость развития трещин от схемы опирания плиты на балки, расположения шпилек, силы их натяжения и армирования верхней зоны плиты. Это открывает разнообразные возможности для улучшения трещиностойкости плит.

Решение, предложенное ПИ Промтранспроект, в рассматриваемом аспекте оказывается наименее удачным. Оно неудовлетворительно, т.к. не обеспечивает выполнения требований СНиПа [1] и Инструкции [2] относительно допустимого раскрытия трещин. Приемлемым оно может оказаться только при снижении натяжения шпилек до 10 тс или дополнительном армировании плиты по верхней зоне.

Наилучшим в отношении трещиностойкости является вариант 2 – с широкой прокладкой, формально приемлемый даже при натяжении шпилек до 20 тс и не требующий усиления арматуры верхней зоны. В случае натяжения шпилек лишь до 10 тс плита при опирании на широкие прокладки может работать даже без образования трещин по всей площади.

Варианты 3 и 4 в отношении трещиностойкости вполне удовлетворительны, однако ввиду осложнений, связанных со смещением шпилек на внутреннюю полку пояса, не являются предпочтительными по сравнению с вариантами 1 и 2.

Отдельного рассмотрения требует вопрос о напряжениях сжатия в прокладке. В случае исполнения ее деревянной следует считаться с весьма ограниченной прочностью древесины на сжатие поперек волокон по всей площади, составляющей даже для дуба всего 3,6 МПа. Значительное превышение этого предела может привести к неопределенным по величине деформациям прессования древесины и соответствующим неравномерным просадкам плит с нарушением проектного профиля пути. При этом, по-видимому, потребуется часто контролировать и восстанавливать натяжение шпилек.

В норму – 3,6 МПа не укладываются напряжения прокладок ни по одному из рассмотренных вариантов сопряжения. Вариант 1 характеризуется напряжениями 9,36 МПа, что превышает норму в 2,6 раза при $N_{ш} = 20$ тс. При $N_{ш} = 10$ тс получается 6,35 МПа – превышение нормы в 1,76 раза.

Удовлетворительное приближение к норме дает только вариант 2 при натяжении шпилек 10 тс, где напряжения достигают лишь 3,95 МПа (превышение 1,1 раза).

Эти результаты указывают на сомнительность общей установки на использование древесины, как материала для прокладок, особенно при их малой ширине.

Вариант 2 вполне удовлетворителен в отношении стабильности натяжения шпилек; снижение натяжения под временной нагрузкой составляет всего 0,541 тс.

Значительное снижение натяжения шпилек от поездной нагрузки при расположении их по внутренней полке пояса является дополнительным недостатком вариантов 3 и 4.

Выполненными расчетами подтверждена установленная практикой эксплуатации недостаточная трещиностойкость плит мостового полотна с опиранием на узкие дубовые прокладки и натяжением шпилек до $N_{ш} = 20$ тс. Последний фактор является важнейшим, определяющим образование и недопустимое раскрытие трещин по верхней грани плит – независимо от величины поездной нагрузки.

Средствами улучшения трещиностойкости плит с доведением ее до нормы являются:

1. Применение широких прокладок – не менее 200 мм;
2. Дополнительное армирование верхней зоны плиты с увеличением его в 1,5 раза;
3. Снижение натяжения шпилек до 10 тс.

Наибольший эффект возможен от одновременного применения всех трех средств, однако в опытном порядке они могут использоваться по отдельности.

Можно с уверенностью предположить, что при широких прокладках и натяжении шпилек до 10 тс будет достигнута наилучшая стабильность мостового полотна в эксплуатации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы. Нормы проектирования.
2. Инструкция по применению и проектированию безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах на металлических пролетных строениях железнодорожных мостов. М.: Транспорт, 1995.
3. ОСТ 32.72–97. Стандарт отрасли. Плиты железобетонные безбалластного мостового полотна для металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Общие технические условия.
4. Проект 897.1–2.05. Плиты П4–180, П4–190, П4–200. Л.: Ленгипротрансмост.

УДК 624.04+539.3

Жук М.М.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ЖЕСТКОСТИ СОЕДИНЕНИЙ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ПОМОЩИ КОМПЛЕКСНОГО МЕТОДА ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Сложившаяся обстановка в Республике Беларусь по техническому состоянию зданий и сооружений, а также статистика происшедших аварий, связанных с внезапным обрушением конструкций, свидетельствует о необходимости проведения инструментального изучения и принятия адекватных мер реагирования.

Благодаря проведенным натурным обследованиям строительных конструкций производственных зданий и сооружений ряда предприятий установлено, что физический износ протекает быстрее, чем это предусмотрено проектами и нормативами.

Анализ мероприятий по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций свидетельствует, что необходимо проводить систематическое определение технического состояния строительных конструкций, инженерных систем и параметров эксплуатационной среды для назначения обоснованных мероприятий по эксплуатации. Для выполнения перечисленных мероприятий, с учетом экономической эффективности использования средств, на базе Научно-исследовательского института пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Республики Беларусь создан отдел по обследованию зданий и сооружений, находящихся в аварийном состоянии, с истекшими амортизационными сроками. Отдел осуществляет диагностику зданий, проводит оценку устойчивости, несущей способности, выявление скрытых дефектов и повреждений строительных конструкций, зданий получивших повреждения. На данный вид деятельности институтом получена лицензия в Министерстве архитектуры и строительства Республики Беларусь. Большая техническая и методическая помощь в создании данного комплекса была оказана нашими коллегами из Всероссийского научно-исследовательского института по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России.

Комплекс благодаря своей мобильности и укомплектованности уникальным оборудованием неразрушающего контроля, позволяет на порядок сократить время обследования здания, т.е. в течение суток получить конкретную информацию о текущем состоянии здания (сооружения). Определив места дефектов и повреждений при помощи приборов неразрушающего контроля, вычисляется остаточная прочность и несущая способность конструкций и указывается необходимость проведения работ по усилению, защите строительных конструкций и инженерных систем; разработке мероприятий по совершенствованию требований к эксплуатации зданий и сооружений.

В частности, Научно-исследовательскому институту пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Беларуси предстояло решить задачу по определению влияния динамических воздействий от движущегося транспорта на жесткость и устойчивость конструкций наземного пешеходного перехода (моста) на 12,7 км МКАД г. Минска. Ось перехода пересекает МКАД под углом 90° . На основании расчета, приведенная интенсивность на 2018 год на данном участке составит 40237 автомобилей, в сутки. Конструктивная схема объекта была принята с использованием сборных железобетонных балок и колонн, соединенных между собой монолитными армированными бетонными вставками.

Для решения поставленной задачи были выполнены динамические испытания при помощи диагностического комплекса «Струна-2» и сопоставлены с результатами выполненного теоретического модульного анализа кинематических воздействий методом конечных элементов на программном

комплексе «Ли́ра-8». Чтобы получить более полную информацию о динамических параметрах каждого сборного элемента и соединительных бетонных вставок, было проведено 27 вибродинамических испытаний по 6 схемам установки трехкомпонентных сейсмовибрационных датчиков.

В ходе испытаний проводилась регистрация частот и амплитуд вынужденных колебаний элементов конструкций с приложением динамической нагрузки на строительные конструкции и без нее. Датчики установлены таким образом, что ось X расположена в горизонтальной плоскости в продольной оси моста. Ось Y расположена в вертикальной плоскости под углом 90° к оси X объекта.

Для проведения испытаний использовалось 4 пьезокерамических датчика. Датчики располагались таким образом, чтобы зафиксировать показатели собственных колебаний конструкций на смене сред, железобетонных элементов и монолитных участков. Схемы проведения динамических испытаний и места приложений динамических импульсов показаны на рис. 1, 2.

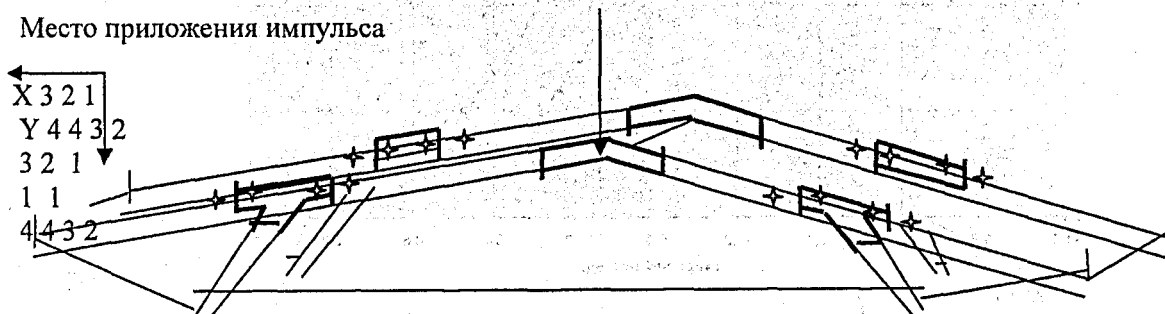


Рисунок 1 – Расположение датчиков и места ударного возбуждения на балках пролетного строения в опорной части

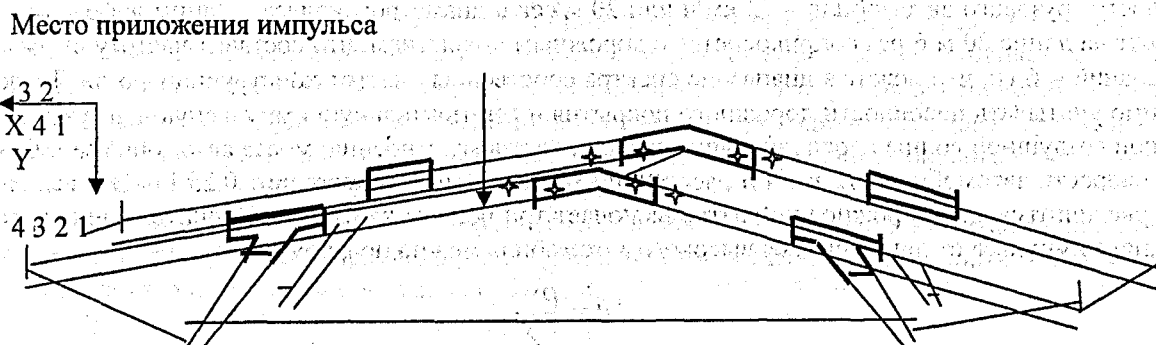


Рисунок 2 – Расположение датчиков и места ударного возбуждения на балках пролетного строения в центральной части

Обработка результатов динамических испытаний позволила найти следующие частоты собственных колебаний пешеходного перехода:

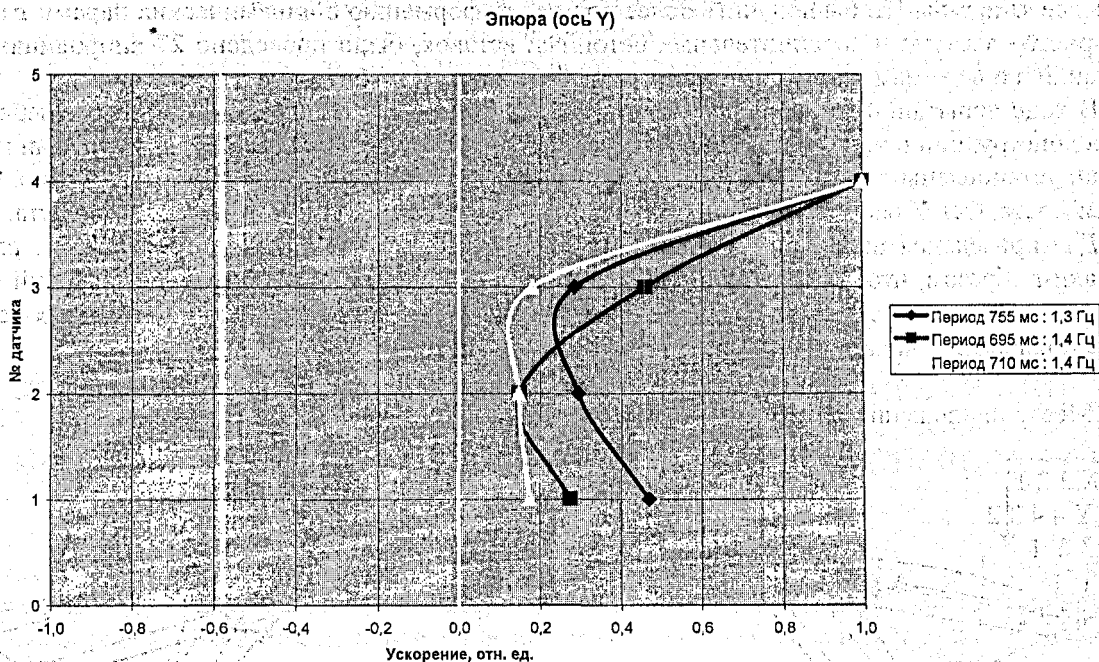
$$\begin{array}{lll} \omega_1 = 1,3 \text{ Гц} & \omega_2 = 1,4 \text{ Гц} & \omega_3 = 1,5 \text{ Гц} \\ \omega_4 = 2,3 \text{ Гц} & \omega_5 = 2,4 \text{ Гц} & \omega_6 = 2,5 \text{ Гц} \\ \omega_7 = 3,8 \text{ Гц} & \omega_8 = 4,1 \text{ Гц} & \omega_9 = 4,6 \text{ Гц} \end{array}$$

С целью сопоставления и проверки результатов динамических испытаний моста на диагностическом комплексе «Струна-2» был выполнен модульный анализ методом конечных элементов на программном комплексе «Ли́ра-8». Конечно-элементная модель включала конечный элемент оболочки нулевой кривизны, пространственного рамного стержня и состояла из 2246 КЭ и 2416 узлов. Всего было задействовано 10 типов жесткости. Вес моста распределялся по узлам и конечным элементам расчетной схемы и составил 66,7 т.

Результаты модального анализа показали, что величины первых пяти частот собственных колебаний составляют в герцах:

$$\begin{array}{ll} \omega_1 = 1.4527 \text{ Гц} & \omega_2 = 1.7679 \text{ Гц} \\ \omega_3 = 2.8593 \text{ Гц} & \omega_4 = 3.3767 \text{ Гц} \\ \omega_5 = 3.9843 \text{ Гц} & \end{array}$$

В первых пяти собственных формах колебаний моста преобладают изгибно-крутильные в горизонтальной и вертикальной плоскостях.



Кинематическое возбуждение грунтового основания, явилось следствием несбалансированности колес автотранспорта. Приняв ориентировочную частоту вынужденных колебаний в предположении скорости грузового автомобиля – 72 км/ч или 20 м/сек с диаметром колеса с одним дефектом – 0,95 м, дефект на длине 20 м 6 раз соприкоснется с дорожным покрытием, что составит частоту вынужденных колебаний ≈ 6 гц, что лежит в диапазоне спектра собственных частот конструкции моста. Также необходимо учитывать неровности дорожного покрытия и горизонтальную импульсную нагрузку от уплотненной воздушной волны перед движущимися к пролетному строению моста автомобилями. Ее частота при скорости автомобилей 72 км/ч и расстоянии между ними 80 м составит 0.25 Гц. Эта величина может увеличиться, т.к. дорожное покрытие включает три полосы движения. Оценить величину горизонтального импульса от движущегося высокого автомобиля можно по формуле:

$$P = \frac{\rho v^2}{2}$$

где ρ – плотность уплотненного воздуха;

v – скорость воздушной волны, равная скорости автомобиля;

P – давление, равное в естественном состоянии для района г. Минска 27 кг/м². Эта цифра, увеличивается с возрастанием плотности воздушного потока.

Однако наличие вертикальных трещин в местах стыка монолитных участков со сборными может снизить величины первых частот собственных колебаний.

В местах стыка монолитных участков со сборными элементами трещины возникают усадки бетона (СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» регламентирует ширину их раскрытия из условия 0.5 мм на 1 метр погонный монолита). Для исследуемого моста имеет место несколько большая величина раскрытия трещин на монолитных опорных участках, что вызвано динамическими нагрузками от движущегося транспорта. На центральном участке бетонирования в середине моста трещин на контакте сборного и монолитного бетонов не наблюдается из-за арочного эффекта. Трещин также не наблюдается по этой же причине в местах стыка наклонных колонн с балками.

Следует заметить, что при проектной интенсивности движения 40237 автомобилей в сутки, частота возмущающей нагрузки составит:

$$\frac{40237}{24 \cdot 3600} = 0,466 \text{ Гц}$$

Получается, что с интервалом ≈ 2 сек, на мост действует вертикальная динамическая нагрузка импульсного или ударного характера.

В результате проведенной работы величины частот собственных колебаний пешеходного перехода, определенные с помощью диагностического комплекса «Струна-2» и величины частот собственных колебаний, вычисленные теоретическим методом с помощью программного комплекса «Лира-8», в предположении идеальной стыковки монолитных участков со сборными элементами сооружения дают примерно одинаковые величины. Это говорит о надежном соединении узлов перехода на момент проведения испытаний. Также в ходе исследований было выявлено негативное влияние изгибно-крутильных форм колебаний сооружения вследствие действия:

- ударной воздушной волны от движущего автотранспорта;
- кинематических колебаний из-за несбалансированности колес автотранспорта и неровности дорожного полотна;
- увеличивает ширину раскрытия трещин на стыках сборного железобетона с монолитными элементами по сравнению с нормативными от усадки бетона.

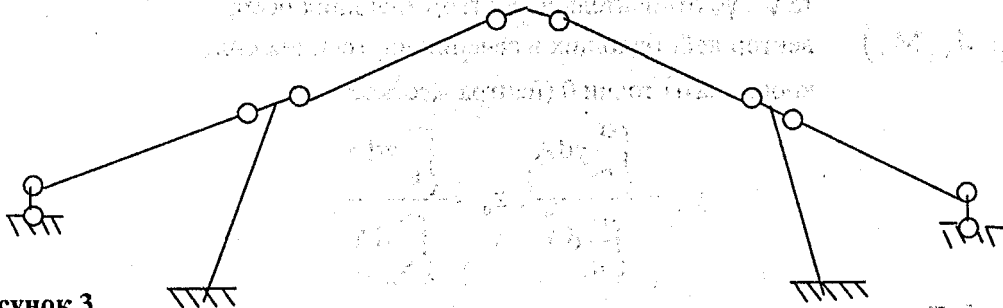


Рисунок 3

В то же время можно предположить, что ширина раскрытия трещин со временем будет увеличиваться и жесткость стыков будет падать, что в пределе может образоваться изменяемая или мгновенно изменяемая система в горизонтальной плоскости (рис.3). Поэтому, для обеспечения безопасной эксплуатации данного сооружения, необходимо периодически проводить обследование технического состояния его строительных конструкций, чтобы предупредить проявления опасных аварийных тенденций.

Аналогичным способом можно по фактическим данным динамических испытаний, при помощи программного моделирования обратного расчета, определить остаточную жесткость и прочность соединений сборных элементов различных сооружений.

УДК 624.012.45

Алявдин П.В., Симбиркин В.Н., Касабуцкий С.М.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ НЕГЛАДКИХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ

1. ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ СООТНОШЕНИЯ ЗАДАЧИ

Рассмотрим поперечное сечение стержневого железобетонного элемента (рис. 1) при действии кратковременных и длительно действующих усилий растяжения-сжатия и изгиба в двух плоскостях. Его напряженно-деформированное состояние, с учетом гипотезы плоских сечений (или модификации этой гипотезы для средних деформаций), может быть представлено системой трех нелинейных уравнений:

$$\begin{bmatrix} \varpi & 0 & 0 \\ 0 & B_y & B_{yz} \\ 0 & B_{yz} & B_z \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \psi_y \\ \psi_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \text{ или } \mathbf{B}(q)\mathbf{q} = \mathbf{S}, \quad (1)$$

где $\mathbf{B}(q)$ – матрица жесткости сечения, элементы которой выражаются формулами:

$$\omega = \int_A \frac{\sigma}{\epsilon} dA; \quad (2)$$

$$B_y = \int_A \frac{\sigma}{\epsilon} (z - z_0)^2 dA; \quad (3)$$

$$B_z = \int_A \frac{\sigma}{\epsilon} (y - y_0)^2 dA; \quad (4)$$

$$B_{yz} = \int_A \frac{\sigma}{\epsilon} (y - y_0)(z - z_0) dA; \quad (5)$$

$q = (\epsilon_0, \psi_y, \psi_z)$ – вектор деформаций, включающий значения осевой относительной деформации ϵ_0 (в центре жесткости сечения 0, см. рис. 1) и кривизн элемента ψ_y, ψ_z относительно соответствующих осей;

$S = (N, M_y, M_z)$ – вектор действующих в сечении внутренних сил;

y_0, z_0 – координаты точки 0 (центра жесткости),

$$y_0 = \frac{\int_A \frac{\sigma}{\epsilon} y dA}{\int_A \frac{\sigma}{\epsilon} dA}, \quad z_0 = \frac{\int_A \frac{\sigma}{\epsilon} z dA}{\int_A \frac{\sigma}{\epsilon} dA}; \quad (6), (7)$$

$\sigma = (\sigma_c \cap \sigma_s)$ – нормальные напряжения, действующие по направлению оси X;

Y, Z – произвольно выбранные ортогональные оси;

$A \supseteq A_c \cup A_s$ – площадь поперечного сечения;

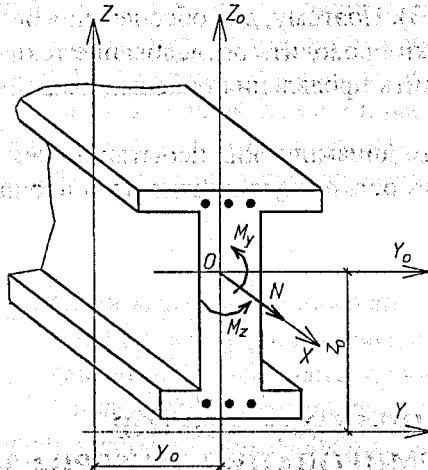


Рисунок 1 – Поперечное сечение стержневого железобетонного элемента и действующие внутренние силы

Нижние индексы с и s относятся соответственно к бетону и арматуре. Учет влияния сдвига и кручения показан в работах [1, 2].

Относительные деформации ϵ по направлению оси стержня X в точке поперечного сечения с координатами (y, z) определяем в соответствии с гипотезой плоских сечений:

$$\epsilon = \epsilon_0 - \psi_y (z - z_0) - \psi_z (y - y_0); \quad (8)$$

а величины нормальных напряжений находим по принятым зависимостям

$$\sigma_c = f_c(\epsilon_c), \quad \sigma_s = f_s(\epsilon_s), \quad (9)$$

которые могут иметь любой вид и моделировать работу материалов, как при кратковременном, так и при длительном нагружении.

Для вычисления значений интегралов в формулах (2) - (7) используем квадратурные формулы Гаусса и Симпсона, что не требует, в отличие от менее точного общепринятого подхода [3, 4], разбиения площади сечения на малые конечные площадки.

Принимаем, что если при заданных усилиях существует хотя бы одно решение системы (1), то прочность поперечного сечения обеспечена.

Аналогично рассмотрены поперечные сечения малых конечных элементов железобетонных плит и пологих оболочек, работающих на изгиб и растяжение (сжатие) в двух направлениях (рис. 2). При этом учтены изгибающие моменты M_1, M_2 и мембранные силы N_1, N_2 . Полученная таким образом система соотношений включает четыре нелинейные уравнения:

$$\begin{aligned} \varpi_1 \varepsilon_{o1} &= N_1; \\ B_1 \psi_1 &= M_1; \end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned} \varpi_2 \varepsilon_{o2} &= N_2; \\ B_2 \psi_2 &= M_2, \end{aligned}$$

где
$$\varpi_1 = \int_{A_1} \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} dA; \tag{11}$$

$$B_1 = \int_{A_1} \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} (z - z_{o1})^2 dA; \tag{12}$$

$$\varpi_2 = \int_{A_2} \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} dA; \tag{13}$$

$$B_2 = \int_{A_2} \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} (z - z_{o2})^2 dA; \tag{14}$$

$$z_{o1} = \frac{\int_{A_1} \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} z dA}{\int_{A_1} \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} dA}, z_{o2} = \frac{\int_{A_2} \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} z dA}{\int_{A_2} \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} dA}; \tag{15}, (16)$$

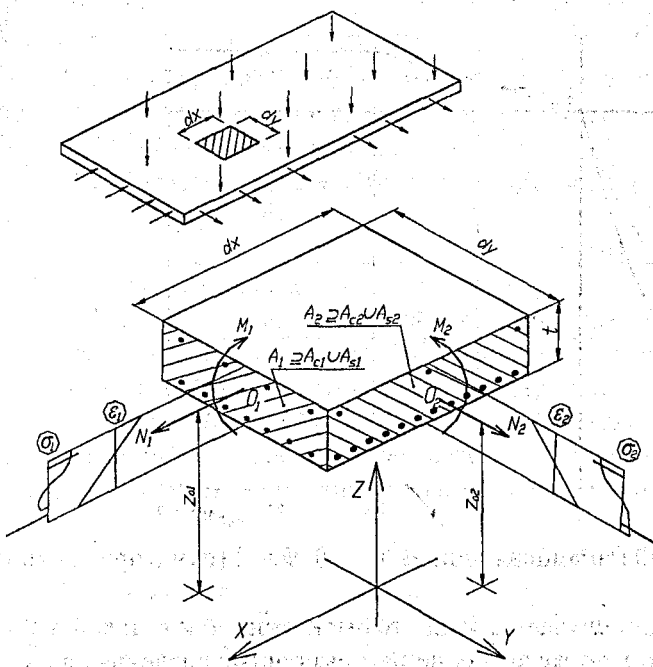


Рисунок 2 – Малый элемент железобетонной плиты или оболочки; действующие внутренние силы; эпюры напряжений σ и относительных деформаций ε

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{o1} - \psi_1 (z - z_{o1}); \tag{17}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{o2} - \psi_2 (z - z_{o2}). \tag{18}$$

Уравнения, составляющие систему (10), нелинейные, вследствие нелинейных зависимостей между напряжениями и относительными деформациями бетона в направлениях 1 и 2:

$$\sigma_{c1} = f_c(\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2}), \quad \sigma_{c2} = f_c(\varepsilon_{c2}, \varepsilon_{c1}) \tag{19}$$

2. АНАЛИЗ СООТНОШЕНИЙ ЗАДАЧИ

Решение систем уравнений для расчета железобетонных стержневых (1) и оболочечных (10) элементов возможно численными методами. Основными проблемами при этом будут вопросы сходимости итерационного процесса и существование более чем одного решения задачи. Эти проблемы рассмотрены на примере системы уравнений (1) для сечения стержневого элемента. С этой целью исследованы функции $f_1 = \omega \epsilon_0 := N$, $f_2 = B_y \psi_y + B_{yz} \psi_z := M_y$ и $f_3 = B_{yz} \psi_y + B_z \psi_z := M_z$, расположенные в левой части уравнений (1).

Построены графики функций f_1 , f_2 и f_3 для квадратных сечений железобетонных элементов с различным процентом армирования. Использована полная (с ограниченной ниспадающей ветвью) диаграмма деформирования сжатого и растянутого бетона из Eurocode2 [5]. Для арматуры принята диаграмма „ $\sigma_s - \epsilon_s$ ”, соответствующая работе мягких сталей и характеризующаяся линейной зависимостью $\sigma_s(\epsilon_s)$ в упругой стадии, площадкой текучести и зоной упрочнения до пикового значения напряжений, равного пределу прочности стали (рис. 3). Предварительное напряжение арматуры, а также усадка и ползучесть бетона не рассмотрены.

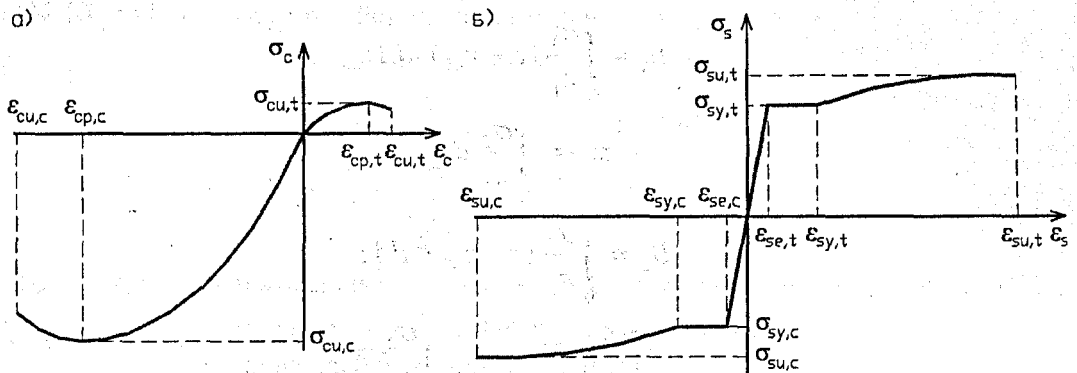


Рисунок 3 – Диаграммы деформирования бетона (а) арматурной стали (б)

На рис. 4 приведены графики функции $f_1(\epsilon_0)$, полученные путем расчета сечений шаговым итерационным методом.

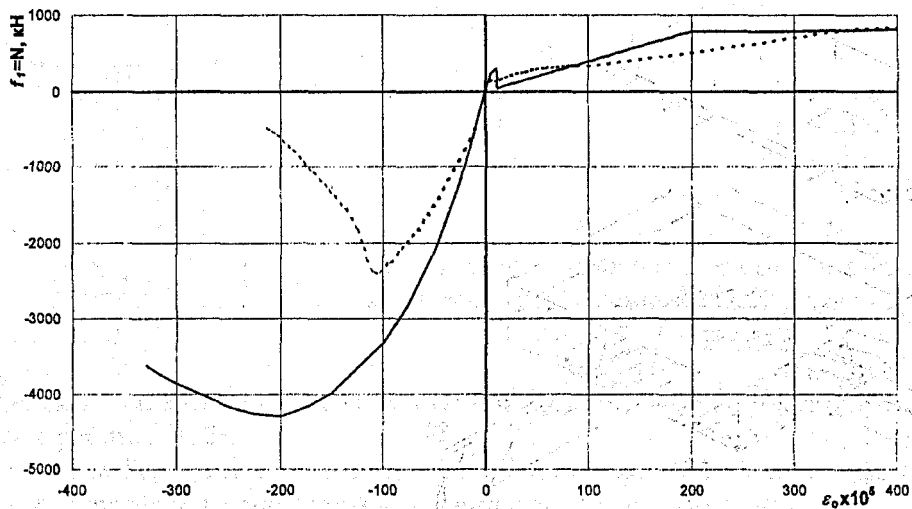


Рисунок 4 – Вид функции $f_1(\epsilon_0) = N$ при $\psi_y = \psi_z = 0$ (сплошная линия), $\psi_y \neq 0, \psi_z = 0$ (пунктирная линия)

Как следует из рис. 4, функция f_1 и в общем случае не является монотонной и гладкой в области своего определения и может принимать одно и то же значение при различных значениях аргумента. Аналогичными свойствами обладают и функции f_2 и f_3 [1]. То есть, существует неединственность решения системы уравнений (1) и одним и тем же значениям внутренних сил могут соответствовать несколько напряженно-деформированных состояний сечения.

Указанными свойствами обладает также и система уравнений (10). Следовательно, проблемы негладкости, немонотонности и неединственности решений задач возникают и при исследовании железобетонных конструкций в целом.

Рассматриваемые здесь задачи расчета имеют в общем случае множество решений; для реальных работоспособных несущих систем это множество не пусто. Это значит, что существует хотя бы одно напряженно-деформированное состояние, вызванное действующей на конструкцию нагрузкой. При неупругом деформировании материалов и элементов определяющие соотношения конструкции будут многозначными, и внешней нагрузке будет соответствовать более чем одно состояние системы даже при отсутствии ниспадающих участков на диаграммах „ σ - ϵ ”. Возникающая ситуация типична для работающих в неупругой стадии железобетонных конструкций [6].

3. МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

Расчетные зависимости для многократно неопределимой железобетонной конструкции представим системой из n нелинейных уравнений или в векторном виде

$$f(q, S) = 0. \quad (20)$$

Они включают n -мерный вектор неизвестных деформаций или перемещений $q \in R^n$ и (энергетически) соответствующий ему заданный вектор усилий или нагрузок $S \in R^n$; n – степень неопределимости системы. Эти уравнения содержат невыпуклые (немонотонные) и негладкие зависимости $f(\cdot) \in R^n$.

Традиционно применяемые итерационные методы решения системы уравнений (20) [7] не позволяют выявить полное множество ее решений и могут применяться только для анализа несущей способности сечений.

Адекватные методы решения задач (20) предназначены для отыскания всего множества существующих решений. При наличии у системы потенциала в этом случае находится глобальный среди всех возможных локальных оптимумов для некоторой экстремальной функции. К глобальным относятся методы случайного поиска и прямого перебора или сканирования. В работе [1] для получения неединственных решений негладких задач расчета железобетонных конструкций предложен метод Ньютона и процедура выбора стартовых точек.

Возможен иной подход к решению системы нелинейных уравнений (20). Известными методами [8] приводим систему (20) к следующей задаче негладкой оптимизации,

$$f_0(q, S) \rightarrow \min, \quad (21)$$

где $f_0(\cdot)$ – потенциал системы (20), $f_0 \in R^1$. Функцию f_0 можно также принять формально, например, в виде

$$f_0(q, S) = \sum_{i=1}^n f_i^2(q, S) \quad (22)$$

Целевая функция f_0 (22) не обладает свойствами дифференцируемости и непрерывности. Кроме того, она может иметь несколько локальных экстремумов внутри допустимой области и не быть определенной вне допустимой области.

Необходимым условием (первого порядка) строгого локального минимума негладкой функции $f_0(q, S)$ в точке q будет [9]:

$$f_0^{\downarrow}(q) > 0, \quad (23)$$

где в левой части записана „скорость наискорейшего спуска” функции f_0 в точке q .

Для решения таких задач эффективными оказываются эволюционные методы поиска и, в частности, генетические алгоритмы [10]. Они являются, по сути, комбинацией методов перебора и градиентного спуска. При соответствующем построении генетический алгоритм позволяет отыскивать все решения задачи практически при полном отсутствии информации о характере исследуемой функции. В результате работы генетического алгоритма определяем все решения задачи (21), после чего проверяем их соответствие (с заданной точностью) решениям системы уравнений (20).

4. ЧИСЛЕННЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ

Выполним сравнительный расчет напряженно-деформированного состояния квадратного поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента (рис. 5) с применением модифицированного метода Ньютона-Рафсона (метода начальных касательных модулей) и генетического алгоритма.

Рассматриваемое сечение элемента имеет диаграмму „момент-кривизна”, представленную на рис. 5. Определим напряженно-деформированное состояние (т.е. кривизну ψ_y и соответствующие ей напряжения и деформации) сечения для двух значений действующего изгибающего момента – максимального $M_{y,ult} = 236$ кНм и $M_{y,1} = 190$ кНм, при котором возможны два решения задачи (1).

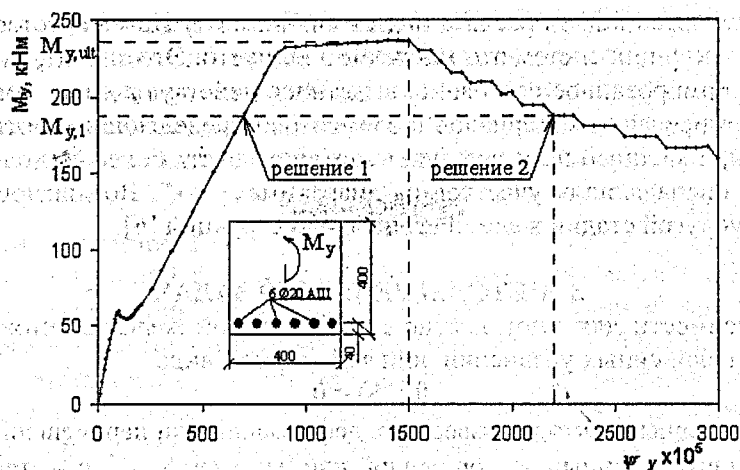


Рисунок 5 – Диаграмма „момент-кривизна” для рассматриваемого поперечного сечения

Результаты сопоставления двух методов для решения системы уравнений (1) приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Результаты решения задачи (1) двумя методами

Метод	Заданное усилие		Погрешность решения, %		
			max	min	среднее
Модифицированный Ньютона-Рафсона (300 итераций)	$M_{y,ult}=236 \text{ кНм}$		$4,14 \cdot 10^{-1}$	$4,14 \cdot 10^{-1}$	$4,14 \cdot 10^{-1}$
	$M_{y,1}=190 \text{ кНм}$	решение 1	$1,14 \cdot 10^{-9}$	$1,14 \cdot 10^{-9}$	$1,14 \cdot 10^{-9}$
		решение 2	решение не найдено		
Генетический алгоритм (40 смен поколений)	$M_{y,ult}=236 \text{ кНм}$		$1,43 \cdot 10^{-3}$	$2,29 \cdot 10^{-3}$	$5,05 \cdot 10^{-4}$
	$M_{y,1}=190 \text{ кНм}$	решение 1	$2,124 \cdot 10^{-3}$	$1,03 \cdot 10^{-5}$	$1,06 \cdot 10^{-3}$
		решение 2	$3,10 \cdot 10^{-3}$	$2,12 \cdot 10^{-5}$	$0,86 \cdot 10^{-3}$

Как следует из расчетов, модифицированный метод Ньютона-Рафсона в случаях, когда производные $\partial f_i / \partial \varepsilon_j$ положительны и далеки от нуля, имеет более быструю сходимость, чем генетический алгоритм. Сходимость метода значительно замедляется, когда производные $\partial f_i / \partial \varepsilon_j$ близки к нулю. Метод в традиционной реализации не позволяет найти несколько решений задачи.

Сходимость генетического алгоритма носит скачкообразный, но устойчивый характер и практически не зависит от вида целевой функции. Метод позволяет отыскивать все глобальные и локальные экстремумы целевой функции, которая может быть негладкой и невыпуклой.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алявдин П.В., Симбиркин В.Н. Решение негладких задач расчета элементов железобетонных конструкций // Будаўніцтва. Строительство. Construction. – 2000. – № 1. – С 11-21.
2. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии поперечных сил. 2000., Вестник БрГТУ 2004/1.
3. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др. // Бетон и железобетон. – 1987. – №5. – С. 16-18.
4. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. – Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та, 1998. – 240 с.
5. ENV 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. – Brussels: European Committee for Standardization, 1992.
6. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
7. Ортега Дж., Рейнболдт В. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений со многими неизвестными. – М.: Мир, 1975. – 560 с.
8. Алявдин П.В. Анализ несущей способности и оптимальное проектирование упругопластических конструкций // Белорусск. политехн. ин-т. - Минск, 1990. - Деп. в ВНИИТПИ 14.10. 1990, № 10856. - 436 с.
9. Демьянов В.Ф. Условия экстремума и вариационные задачи. – Санкт-Петербург, С.-Петербург. Гос. Ун-т, 2000. – 136 с.
10. R.L. Haupt, S.E. Haupt. Practical Genetic Algorithms. – New York, Chichester et al.: A Wiley-Interscience Publication, 1998. – 177 pp.

УДК 693.22.004.18

Казачек В.Г., Шилов А.Е., Дубатовка И.П., Коришун Е.П., Шашок Д.В.

РАСЧЕТ КАРКАСНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ СНБ 5.03.01-02

В СНБ 5.03.01-02 каркасы многоэтажных зданий с точки зрения особенностей учета продольного изгиба сжатых стоек подразделяются на связевые и рамные в зависимости от того, какая доля горизонтальных нагрузок передается на фундаменты через связевые элементы, а также — на смещаемые и несмещаемые в зависимости от их податливости при воздействии горизонтальных нагрузок. Предусмотрены отличные от принятых в действующих нормах методы определения расчетных длин l_0 колонн многоэтажных зданий и способы учета продольного изгиба (определения коэффициента η).

Для оценки количественного и качественного влияния различных факторов, учитываемых при определении l_0 и η , усилий в элементах каркасных систем, рассмотрен характерный реальный объект, выполненный в каркасном исполнении в конструкциях серии 1.020-1/83 — жилой 17-ти этажный дом в районе улиц Некрасова — Богдановича — Верхней в г.Минске. Основные параметры каркаса приведены на рис. 1 и 2. Высота этажа — 2.8 м. Сечение колонн по всем этажам — 40×40 см. Бетон — класса В40. В соответствии с требованиями СНиП 2.01.05-85 в расчетах учтены следующие нагрузки:

- ветровая для 1-го района — 0.23 кПа;
- полезная нагрузка на перекрытия — 1.5 кПа.

Пространственная устойчивость каркаса обеспечивается системой вертикальных диафрагм жесткости, объединенных дисками перекрытий. Каркас связевой. Практически все горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы.

Статический расчет и подбор армирования диафрагм выполняли по программам «Каскад» и «Мономах» (версия 2). В качестве расчетной для анализа принята колонна в осях В/4. Данный каркас относится к классу несмещаемых, т. к. расчетный параметр $\alpha = 0.3 < 0.6$ (формула 7.58 СНБ).

За базовый вариант расчета принята колонна 10-го этажа данного каркаса при равнозначной эпюре моментов по длине колонны ($M_g = M_n$). Кроме того, для анализа влияния различных факторов, выполнены расчеты колонн 5-го и 17-го этажей и дополнительно условно варьировали другие параметры каркаса: высоту конкретного рассматриваемого этажа; соотношение пролетов примыкающих ригелей (l_{b1}/l_{b2}); конструкцию узла сопряжения ригелей с колоннами на противоположных от рассматриваемой колонны концах ригеля ($\alpha = 0.5$ — шарнир, $\alpha = 1.0$ — заделка); форму эпюры моментов при возможных комбинациях загружений перекрытий (моменты одного или разных знаков по концам колонны).

В процессе выполнения расчетов по каждому из рассматриваемых вариантов значения окончательных моментов с учетом продольного изгиба (и соответствующее количество арматуры) определяли итерационно, так как коэффициент η зависит от армирования.

Анализ полученных данных позволяет заключить:

1. Для всех рассмотренных вариантов, даже для колонн высотой 5.6 м значения η , рассчитанные с учетом $C_m = 0.4$, были равны 1.0, т. е. продольный изгиб не сказывается на несущей способности колонн. Затем расчет выполнен без учета положительного влияния разнозначной формы эпюры моментов ($C_m = 1$) на l_0 , N_{cr} и т. д. Последующие выводы сделаны с учетом этой предпосылки.

2. Характер закрепления ригелей при колоннах с высотой, характерной для жилых помещений, практически не сказывается на значении η (в пределах 1.5...2.5 %), а при колоннах высотой 5.6 м влияет в пределах 12 %.

3. Увеличение продольной нагрузки (колонны нижних этажей) при прочих равных условиях приводит к увеличению η . На верхних этажах, из-за небольшой величины N , значения $\eta \approx 1.0$. Следует иметь в виду, что колонны длиной 2.8 м имеют гибкость $l_0/i \approx 24$, что близко к значению $\lambda_{min} = 22$ (при разнозначной эпюре M), ниже которого СНБ рекомендует уже не учитывать продольный изгиб. Тем не менее, с учетом изложенных ранее допущений, в колоннах нижних этажей увеличение момента за счет продольного изгиба может достигать 20 %, а в колоннах высотой 5.6 м коэффициент η достигает величины 2.0.

4. Местное укорочение ригелей в 2 раза (т. е. изменение их погонной жесткости) мало повлияло на величину η (в пределах 2 %).

Были выполнены аналогичные вариантные расчеты каркаса данной габаритной схемы, рассматривая его как смещаемый. Это может быть обусловлено, например, уменьшением количества связевых элементов, увеличением высоты здания или продольных нагрузок.

Данные табл. 1 свидетельствуют, что в смещаемых каркасах коэффициент расчетной длины β ощутимо превышает 1.0. При $\lambda > [\lambda]$ (формула 7.73 СНБ) за счет совместного учета продольного изгиба отдельной колонны и смещения всего каркаса, даже в колоннах небольшой длины на нижних этажах, значения η могут достигать 1:5 и более. С увеличением высоты этажа, кроме того, значительно увеличиваются моменты первого порядка, т.е. в данном случае предпочтительнее проектировать несмещаемые каркасы.

Далее рассмотрены различные варианты связевых каркасов с точки зрения отнесения их к несмещаемым или смещаемым (формулы 7.56, 7.57 СНБ). Базовый вариант — рассмотренный ранее каркас. Относительный прогиб здания по базовому варианту не превышает допустимого по действующим нормам ($1/1820 < 1/500$). Расчетное значение $\alpha = 0.3 < 0.6$ — т.е. каркас несмещаемый (табл. 2).

При значительном (в 1.5..2.0 раза) увеличении ширины здания по сравнению с базовым вариантом (при том же количестве диафрагм), увеличении грузовой площади колонны, увеличении высоты здания или уменьшении жесткости связевых элементов каркаса. Интересно отметить, что если прогиб каркаса близок к предельному, то и коэффициент α близок к значению 0,6.

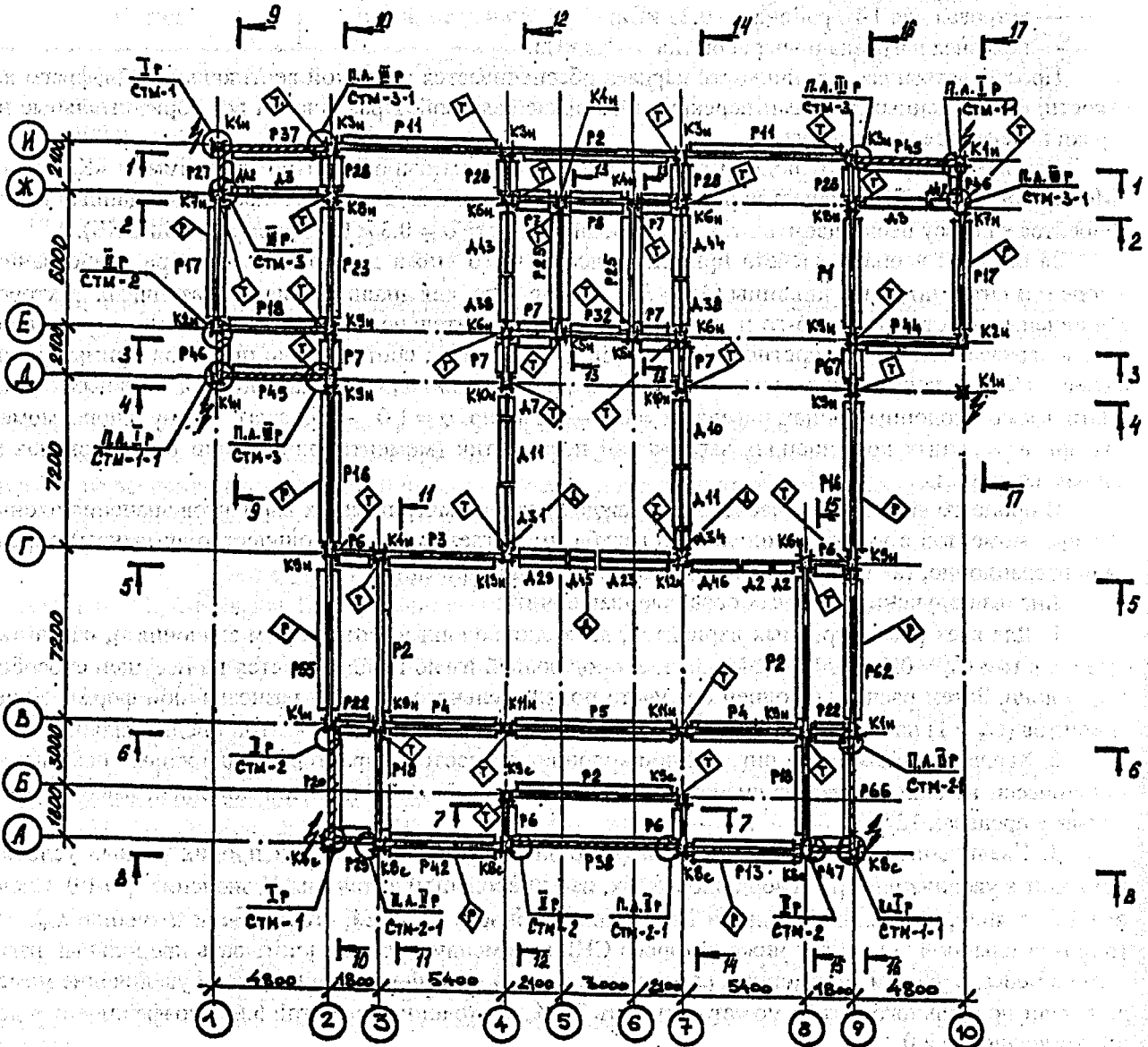


Рисунок 1 — Схема расположения элементов каркаса на отметке 0.000

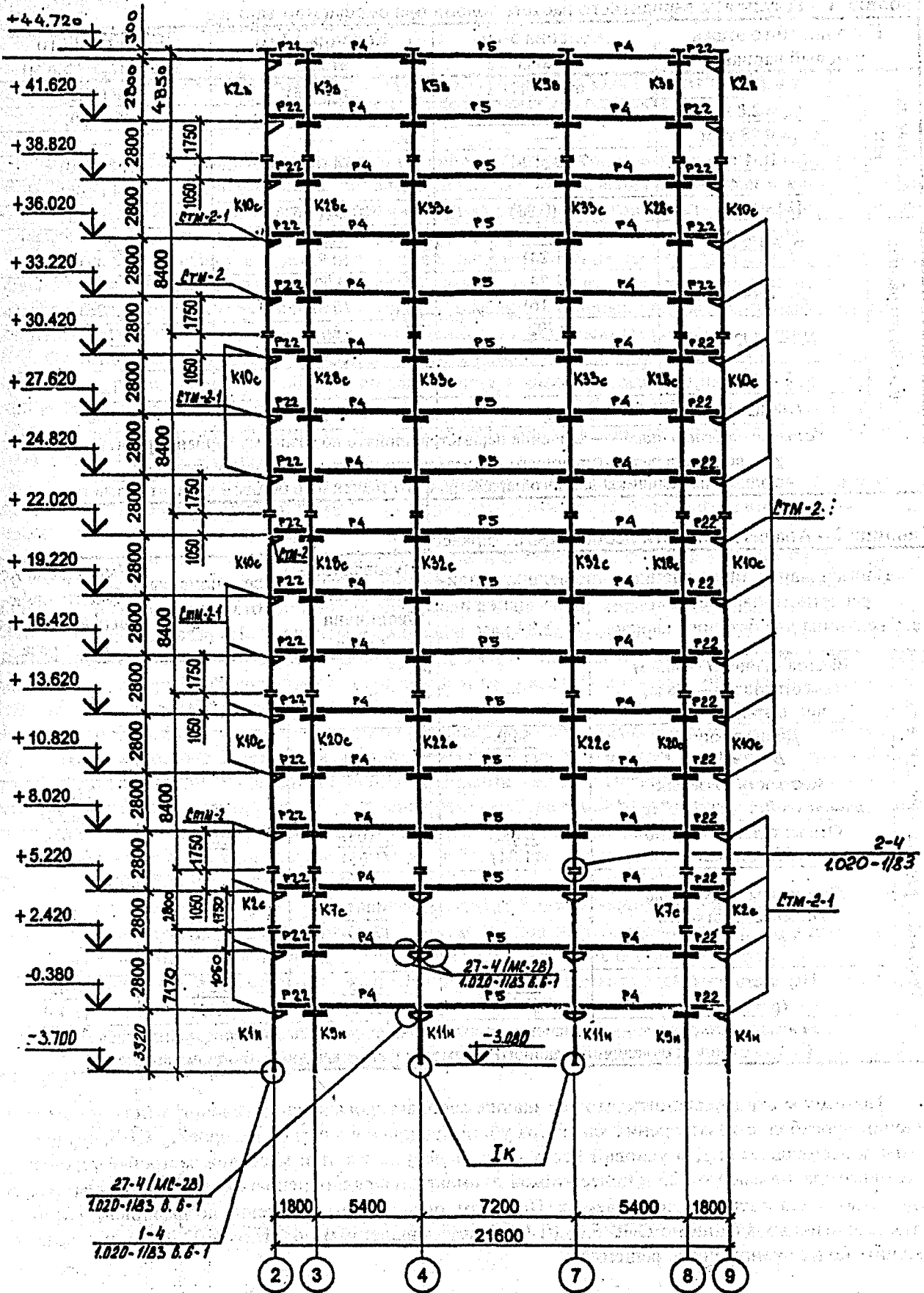


Рисунок 2 – Монтажная схема колонн и ригелей каркаса. Разрез 6-6
 Обозначение разреза приведено на рис. 1

Таблица 1 – Результаты вариантного расчета колонн при смещаемом каркасе

	Колонна 10-го этажа (базовый вариант)	Колонна 5-го этажа	Колонна 17-го этажа	Колонна 12-го этажа ($l_{col} = 5.6$ м)
Исходные дан- ные	$N = 470$ тс	690 (1.47)	36 (0.08)	200 (0.43)
	$l_{col} = 2.8$ м	—	—	5.6 (2.00)
	$M_{ms} = 0.78$ тс·м	—	—	—
	$M_s = 1.34$ тс·м	2.02 (1.51)	0.14 (0.10)	0.14 (0.10)
	$\lambda = 36.4$	—	—	61.1 (1.68)
	$[\lambda] = 30.3$	25 (0.83)	109.4 (3.61)	46.4 (1.53)
Результаты расчета	$\eta_s = 1.242$	$\frac{1.535}{(1.24)}$	$\frac{1.036}{(0.83)}$	$\frac{1.76}{(1.42)}$
	$M_{sd} = 2.44$ тс·м	$\frac{2.84}{(1.16)}$	$\frac{0.925}{(0.38)}$	$\frac{5.51}{(2.26)}$
	$N_{cr} = 1092$ тс	$\frac{1792}{(1.64)}$	$\frac{604}{(0.55)}$	$\frac{246}{(0.23)}$
	$\beta = 1.5$	—	—	1.26
	$l_0 = 4.2$ м	χ	χ	7.06
Условные обозначения: — — значение параметра принято по базовому варианту расчета χ — величина результирующего параметра соответствует базовому варианту (...) — отношение величины данного параметра к его значению в базовом варианте расчета				

Таблица 2 – Анализ жесткости несмещаемых каркасов

	Наименование, обозначение расчетного параметра и его величина для базового каркаса	Увеличена дли- на здания в 1.84 раза	Грузовая пло- щадь колонны увеличена в 2 раза	Увеличена вы- сота здания в 1.5 раза	Уменьшена же- сткость связе- вых элементов в 1.5 раза
Исходные данные	Высота здания $H = 50.4$ м (высота этажа — 2.8 м, число этажей — 17)	—	—	$\frac{75.6}{(1.50)}$	—
	Длина здания $B = 29.4$ м	$\frac{54.0}{(1.84)}$	—	—	—
	Жесткость связевых элементов $B_{сжк} = 61.7 \cdot 10^6$ тс·м ²	—	—	—	$\frac{32.4 \cdot 10^6}{(0.53)}$
Результаты расчета	Относительный прогиб $f/H = 1/1820$	$\frac{1/989}{(1.84)}$	$\frac{1/1038}{(1.75)}$	$\frac{1/539}{(3.37)}$	$\frac{1/965}{(1.87)}$
	Суммарная нагрузка на элементы жесткости $\Sigma F_v = 2216$ тс	—	$\frac{4432}{(2.00)}$	$\frac{3324}{(1.50)}$	—
	Параметр $\alpha = 0.3$ ($[\alpha] = 0.6$)	$\frac{0.41}{(1.37)}$	$\frac{0.43}{(1.43)}$	$\frac{0.55}{(1.83)}$	$\frac{0.42}{(1.40)}$
Условные обозначения: — — значение расчетного параметра равно базовому значению (...) — отношение величины данного параметра к его значению в базовом каркасе					

Поэтому можно заключить, что все здания, запроектированные из условия действующих ограничений прогибов, с точки зрения характера учета продольного изгиба по проекту СНБ, следует относить к несмещаемым. Для условий Республики Беларусь, где при массовой застройке городов современные здания высотой 25 и более этажей применяются редко, основная масса каркасных зданий будет относиться к классу несмещаемых. При этом очевидно, что значения коэффициентов η в расчетах аналогичных зданий по СНБ 5.03.01-02 будут меньше, чем по СНиП 2.03.01-84, что позволит получить более экономичные решения.

УДК 624.072.331:534.1

Кузёмкина Г. М.

АНАЛИЗ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ТРЕХШАРНИРНОЙ РАМЫ С ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

В производственных зданиях часто устанавливается виброактивное оборудование широкого назначения, характерное различными частотами возбуждения. Для обеспечения надежной и безопасной работы рамных каркасов уже на стадии проектирования следует учитывать возможность резонансов, связанных с совпадением частот собственных колебаний конструкции и вынуждающих сил и моментов.

В Республике Беларусь в настоящее время в качестве несущих конструкций одноэтажных зданий используются железобетонные рамы, которые обладают рядом преимуществ перед стоечно-балочным каркасом. Потребностями производства вызвано появление составных полурам. Они оказались востребованными в тех случаях, когда возникла необходимость в увеличенных размерах здания.

Одной из таких рам является железобетонная рама с повышенными стойками, разработанная в БИИЖТе. При исследовании свойств этой рамы обнаружилось, что изменением диаметра металлической затяжки, изначально предназначенной для обеспечения необходимой несущей способности конструкции, можно при необходимости менять жесткость конструкции, что приводит к изменению частот ее собственных колебаний.

В представленной работе поставлена задача анализа влияния изменения диаметра затяжки на частоты собственных колебаний рамы, а также теоретически исследована возможность практического применения обнаруженного свойства.

С целью уточненного анализа влияния площади поперечного сечения затяжки на частоты собственных колебаний конструкции выполнены расчеты частот собственных колебаний аналитическими и численными методами. При динамических расчетах рамных конструкций аналитическими методами используют различные варианты их моделирования, которые можно разделить на две группы. Первая предполагает представление конструкции в виде системы из невесомых стержней конечной жесткости, к которым присоединены сосредоточенные массы. Второй вариант предполагает распределение массы по объему конструкции, то есть применение континуальных моделей.

Для приближенной оценки значений собственных колебаний рамы выполнялся аналитический расчет, основанный на представлении расчетной схемы рамы с повышенными стойками в виде стержневой конструкции из невесомых стержней с присоединенными массами. Поскольку стержни рамы имеют переменное поперечное сечение, то для получения реальных значений частот колебаний каждая полурама разбита на 5 участков, в центрах тяжести которых расположены точечные массы (рис. 1).

Расчет колебаний выполнялся с учетом действия нагрузок от собственного веса, длительно действующей нагрузки от веса покрытия.

Путем нахождения корней приведенной матрицы были найдены значения частот собственных колебаний исследуемой рамы, полученные путем дискретного моделирования конструкции. Они приведены в таблице 1 и стали базой для сравнения с расчетами на основе более сложных моделей.

Следующая ступень иерархии рассмотренных моделей рамы представляет собой конструкцию, состоящую из стержней с распределенной по длине массой. На этой стадии исследования была поставлена задача установления принципиальной возможности регулирования частот собственных колебаний рамной конструкции в диапазоне, допускающем возможность практического применения результатов работы.

При рассмотрении поперечных колебаний стержней использованы дифференциальные уравнения балки Эйлера-Бернулли:

$$E_i I_i \frac{d^4 y_i}{dx_i^4} + \rho_i A_i \frac{d^2 y_i}{dt^2} = 0,$$

а продольные движения сечений стальной затяжки описываются уравнением:

$$E_s A_s \frac{d^2 u_s}{dx_s^2} + \rho_s A_s \frac{d^2 u_s}{dt^2} = 0,$$

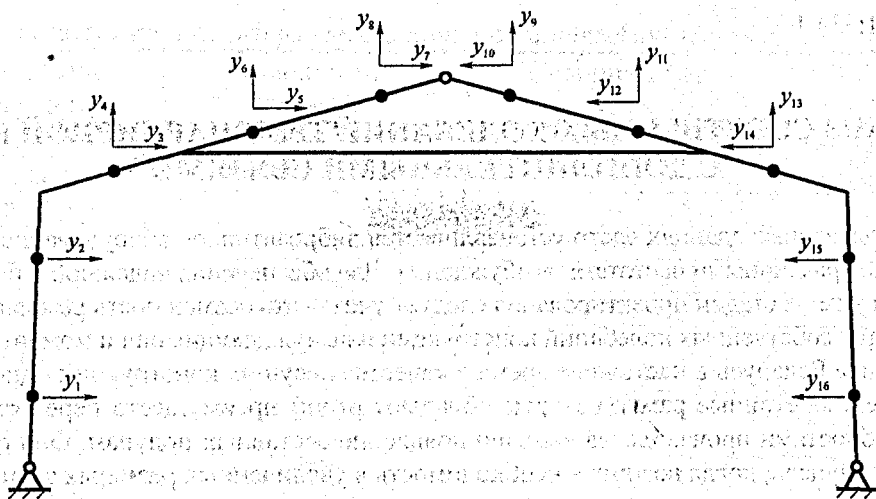


Рисунок 1 – Дискретная модель рамной конструкции

где y_i – поперечные перемещения сечений стержневой рамы;

E_i, A_i, I_i, ρ_i – модули упругости, площади, моменты инерции и плотности материалов стержней;

u_5 – продольные перемещения сечений стальной затяжки;

E_5, A_5, ρ_5 – модуль упругости, площадь и плотность материала затяжки.

Выполняя решение этих уравнений методом Фурье, получаем, что формы рассматриваемых колебаний описываются выражениями:

$$y_i = C_{1i} \sin \lambda_i x + C_{2i} \cos \lambda_i x + C_{3i} \operatorname{sh} \lambda_i x + C_{4i} \operatorname{ch} \lambda_i x;$$

$$u_5 = C_{15} \sin \lambda_5 x + C_{25} \cos \lambda_5 x,$$

где $\lambda_i = \sqrt[4]{\frac{\rho_i A_i p^2}{E_i I_i}}$ ($i = 1-4$), $\lambda_5 = p \sqrt{\frac{\rho_5}{E_5}}$,

p – частота собственных колебаний конструкции.

С целью определения частот собственных колебаний конструкции разработана ее расчетная схема, включающая семь стержневых элементов, соединенных между собой жестко либо шарнирами (рис. 2). В соответствии с этой схемой записаны граничные условия, характеризующие геометрические и силовые варианты сопряжения элементов конструкции. С целью снижения порядка определителя, составленного из коэффициентов при постоянных интегрирования, начала отсчета координат были совмещены с шарнирами. Это позволило довести порядок определителя до 32 вместо 38. В результате приравнивания определителя к нулю получены значения частот колебаний конструкции.

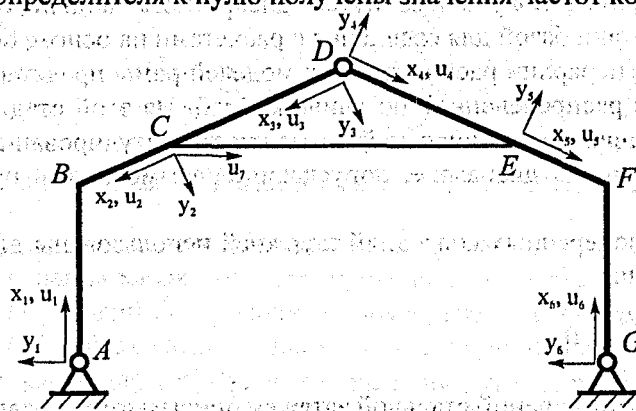


Рисунок 2 – Расчетная схема рамы с регулируемой жесткостью

Динамические расчеты, выполненные на основе аналитических методов исследований рамных конструкций, имели весьма существенный недостаток. Он заключался в том, что при создании расчетных схем конструкции пришлось заменять стержни с переменным поперечным сечением стерж-

ниями постоянного поперечного сечения. Кроме того, не учитывался характер распределения арматуры по поперечным сечениям стойки и ригеля. Все это приводило к погрешностям результатов.

С целью более точного учета особенностей конструкции при расчете частот ее собственных колебаний было принято решение о применении метода конечных элементов. На основе подхода, реализованного в многоцелевой программе проектирования и анализа ANSYS, выполнены расчеты частот собственных колебаний исследуемой рамы с настраиваемой жесткостью. Модальный анализ позволил получить значения собственных частот и выявить фундаментальные формы колебаний железобетонной рамы.

Выполнено сравнение значений частот колебаний конструкции, рассчитанных разными методами. В таблице 1 приведены значения восьми низших частот собственных колебаний конструкции, найденных аналитическими методами и методом конечных элементов. Анализ результатов, полученных различными методами, показывает достаточно высокую степень совпадения первой и второй частот. Погрешности вычисления частот высших форм колебаний обусловлены различной степенью детализации при моделировании рамы.

Таблица 1 – Частоты собственных колебаний рамы, Гц

Виды моделей		Формы колебаний							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Аналитические	С дискретными массами	0,69	2,45	4,01	5,75	10,06	10,3	14,29	18,39
	С распределенными массами	0,70	2,52	4,12	5,86	10,62	10,81	16,33	18,24
Конечно-элементные	С распределенной по объему арматурой	0,71	2,66	4,49	6,62	11,28	11,45	18,69	20,66
	Со стержневой моделью арматуры	0,71	2,65	4,48	6,60	11,26	11,42	18,64	20,61

В результате исследования были выполнены расчеты частот собственных колебаний конструкции с учетом изменения площади поперечного сечения затяжки. На рисунке 3 приведен график, иллюстрирующий, что частоты колебаний, соответствующие обратно симметричным формам, почти не зависят от диаметра затяжки. В то же время частоты симметричных форм колебаний изменяются на 40% и более. Нормативы предусматривают, что частоты собственных колебаний и вынуждающих сил должны отличаться не менее чем на 20 % от частоты первой формы колебаний. Полученные результаты позволили сделать вывод о возможности значительного повышения частот собственных колебаний симметричных форм изменением диаметра работающего сечения затяжки.

Для того чтобы получить возможность изменения обратно симметричных форм колебаний, предложено установить дополнительные затяжки. Разработана расчетная схема рамы с двумя затяжками, соединяющими стыки Г – образных и линейных элементов с противоположными карнизными узлами. Кроме того, предложена схема, предполагающая использование затяжки в качестве внешней связи, соединяющей карнизный узел с основанием, как это представлено на рис. 4.

В табл. 2 содержатся значения частот собственных колебаний конструкции, полученные при разных вариантах постановки затяжек. Результаты расчетов показывают, что введение дополнительных связей позволяет существенно повысить частоту собственных колебаний. Таким образом, изменяя расположение затяжек, можно при необходимости менять частоты собственных колебаний железобетонных рам таким образом, чтобы они достаточно сильно отличались от частот колебаний, возбуждаемых виброактивным оборудованием.

Выполнен анализ влияния диаметров дополнительных затяжек на частоты колебаний конструкции. На рис. 5 приведены графики частот собственных колебаний рамы в зависимости от диаметров затяжек для случая одновременного изменения размеров поперечного сечения основной и дополнительных связей.

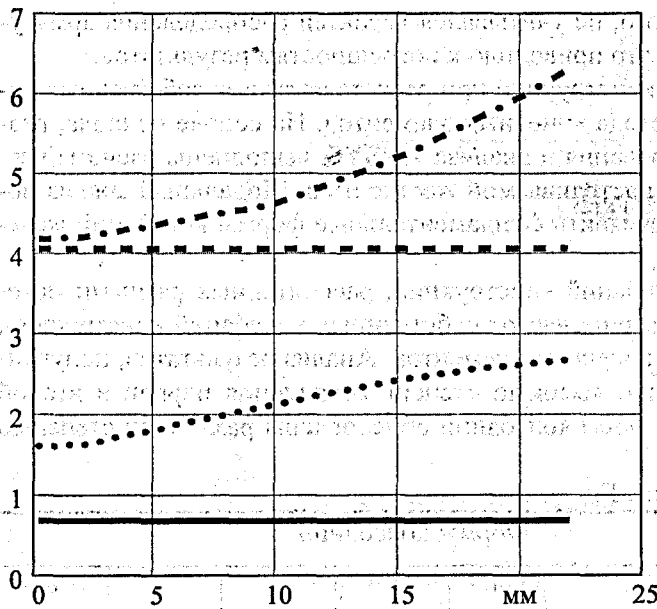


Рисунок 3 – Зависимость частот колебаний рамы с регулируемой жесткостью от диаметра затяжки

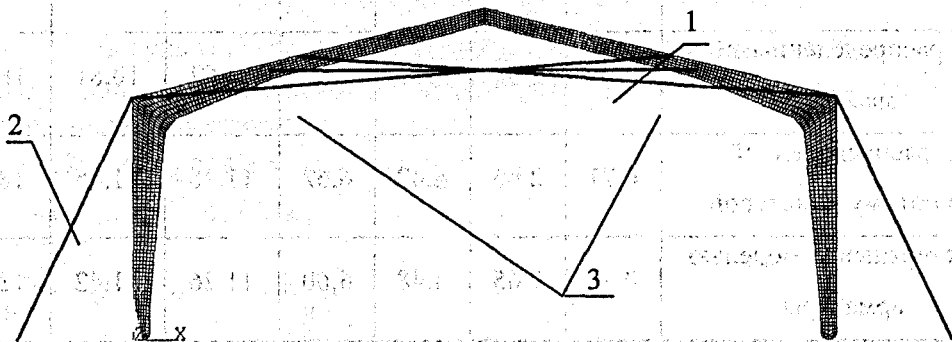


Рисунок 4 – Схемы расположения дополнительных затяжек

Таблица 2 – Частоты собственных колебаний при установке дополнительных затяжек, Гц

Варианты постановки затяжек	ν_1	ν_2	ν_3	ν_4
Затяжка 1	0.63341	2.3453	3.9763	5.3942
Затяжки 1 и 2	1.8631	2.4111	3.9872	5.5313
Затяжки 1 и 3	0.69098	2.6168	4.5265	6.9612
Затяжки 1, 2, 3	1.8959	2.6386	4.5314	7.0579

Одновременное увеличение диаметров затяжек 1, 2 и 3 (рисунок 5) приводит к существенному увеличению собственных частот первой и третьей форм колебаний железобетонной рамы. При этом остальные частоты колебаний конструкции практически не изменяются. При одновременном увеличении диаметров затяжек 1 и 2 происходит рост только нижней частоты собственных колебаний (рисунок 6). Результаты расчетов показали, что увеличением диаметра затяжки 2 от 0 до 30 мм достигается рост значения нижней частоты колебаний рамы с 0,63 до 2,47 Гц (рисунок 7). Это позволяет сделать вывод о возможности настройки нижней частоты колебаний конструкции на нерезонансные режимы. Причем, основной вклад в изменение частоты колебаний вносит именно дополнительная затяжка 2.

В случае наличия в различных частях здания видов виброактивного оборудования, характерных различными частотами возбуждения, можно отстроить от резонансов каждую такую часть, независимо от соседних. При этом различные комбинации дополнительных связей и изменение их диаметров приведут к изменению частот собственных колебаний рам. Иначе говоря, какие-то рамы можно сделать с увеличенными частотами свободных колебаний, а иные — наоборот, в соответствии с конкретной ситуацией. При этом каждая часть здания окажется настроенной на нерезонансные колебания и не потеряет несущей способности.

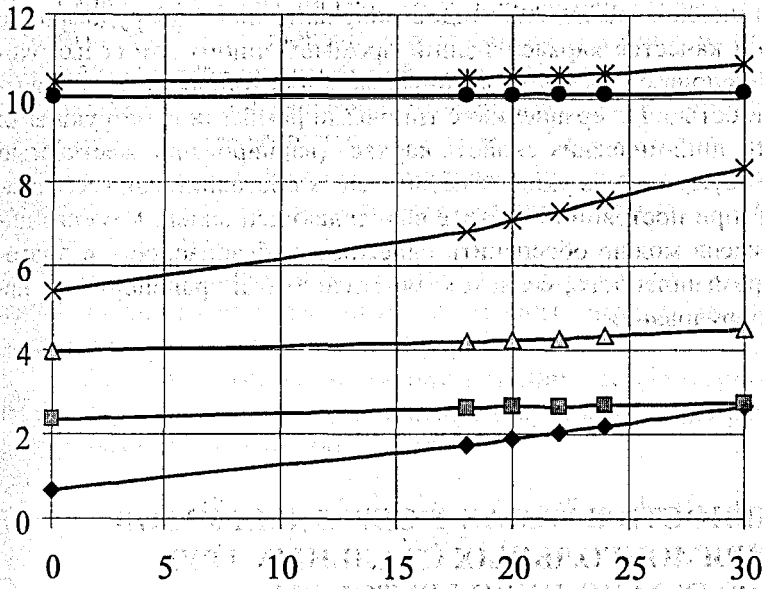


Рисунок 5 – Зависимость частот собственных колебаний рамы от диаметров затяжек 1, 2 и 3

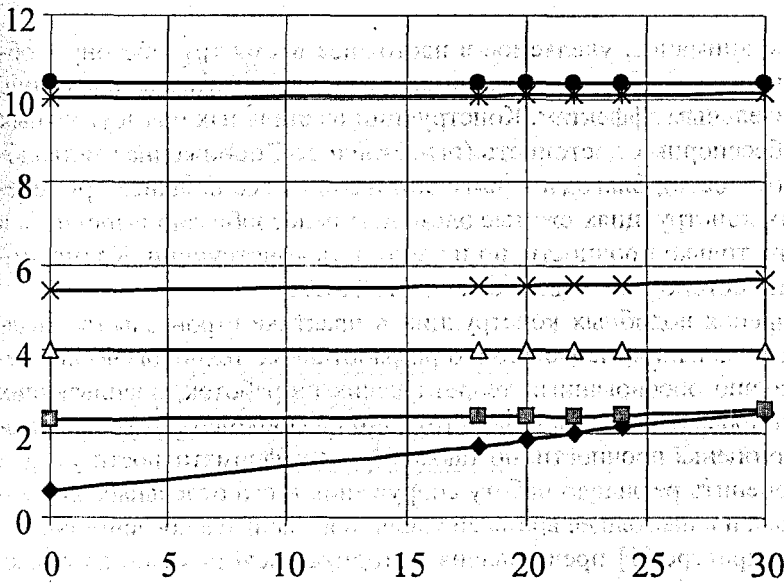


Рисунок 6 – Зависимость частот собственных колебаний рамы от диаметров затяжек 1 и 2

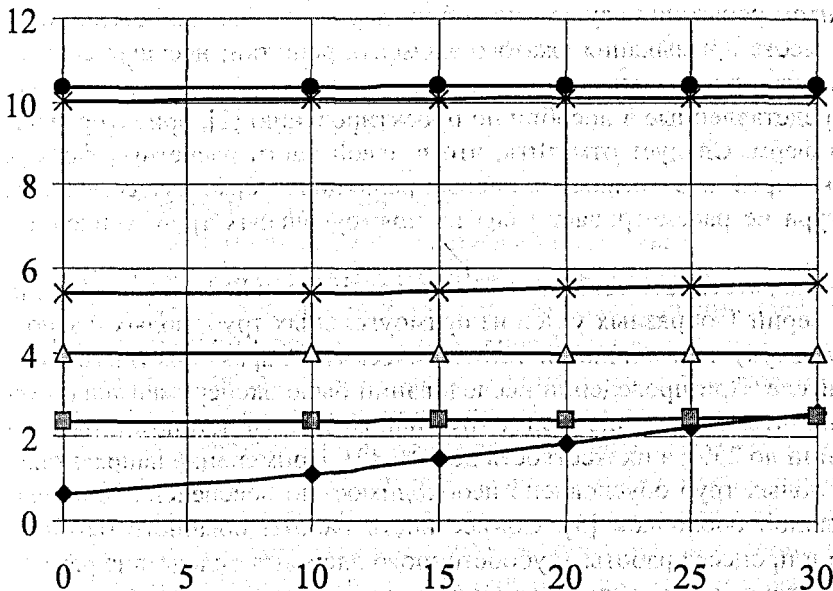


Рисунок 7 – Влияние изменения диаметра затяжки 2 на частоты колебаний конструкции

Таким образом, если в здании установлено несколько видов виброактивного оборудования с различными частотами возбуждения, то в качестве каркаса зданий промышленного или сельскохозяйственного назначения целесообразно использовать предложенные железобетонные рамы с повышенными стойками и регулируемой жесткостью. По сравнению с типовыми рамными конструкциями они имеют узлы, допускающие изменения динамических свойств каркаса (варьирование жесткостью в процессе эксплуатации), что позволяет осуществлять уход от резонансных состояний как всего здания в целом, так и отдельных его частей (при постоянной частоте вынуждающей силы). Изменяя динамические характеристики рамных каркасов можно обеспечить надежность, безопасность и долговечность их использования в зданиях промышленного, сельскохозяйственного и транспортного назначения при наличии виброактивного оборудования.

УДК 624.078.416:696.133

Лебедь В.А.

К ОЦЕНКЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ В РАМАХ Т-ОБРАЗНЫХ УЗЛОВ (ПАРАМЕТР $\beta \leq 0.8$) ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ ТРУБ, СТОЙКИ КОТОРЫХ ЗАПОЛНЕНЫ БЕТОНОМ

Вполне оправдано то повышенное внимание, уделяемое в настоящее время трубобетону в области мостовых конструкций, следует также отметить, что и при высотном строительстве внедрение трубобетонных элементов ведет к значительным эффектам. Конструкции из стальных прямоугольных труб заполненных бетоном имеют ряд бесспорных достоинств (огнестойкость, пониженная металлоемкость, коррозионная стойкость, эстетичность), благодаря чему они находят всё большее применение в практике строительства. В данных конструкциях сжатые элементы целесообразно выполнять в трубобетоне, что позволяет увеличить не только прочность, но и жесткость конструкции. Кроме этого, заполнение полых труб в конструкции бетоном повышает её огнестойкость.

Сдерживающими факторами внедрения подобных конструкций в практике строительства являются: недостаток экспериментальных исследований, недостаточно разработанные технологические решения и как следствие – недостаток научно обоснованных теоретических разработок, оценивающих несущую способность конструкций. При проведении расчета конструкции на современном уровне правилом хорошего тона является не только оценка прочности, но также и учет деформативности узлов в конструкции, поскольку это позволяет оценить реальную работу сооружения и его отдельных элементов. Данная проблема весьма перспективна и в настоящее время ей уделяется значительное внимание.

В отечественной нормативной литературе [1] представлена методика расчёта узлов из полых прямоугольных труб. Соответственно нормами учтено: продавливание (выравнивание) участка стенки пояса, контактирующего с элементом решетки; несущая способность участка боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) в месте примыкания сжатого элемента решетки; несущая способность элемента решетки в зоне примыкания его к поясу; прочность сварных швов прикрепления элемента решетки к поясу. Формулы, представленные в пособии по проектированию [1], ориентированы в большей степени на расчет узлов ферм. Следует отметить, что в левой части расчетных формул присутствует изгибающий момент, который отсутствовал в первых редакциях норм. Существующая отечественная нормативная литература не рассматривает узлы из прямоугольных труб, усиленных напрягающим бетоном.

В лабораториях Брестского государственного технического университета и Белостокской политехники было проведено испытание серии Т-образных узлов из прямоугольных труб, полых и заполненных напрягающим бетоном, (17 штук) с различными геометрическими характеристиками при действии изгибающего момента в ригеле. При проведении исследований было экспериментально установлено и теоретически обосновано, что, заполнение полых труб напрягающим бетоном позволяет повысить прочность узлов конструкций до 25%, а их жесткость до 60% [2]. Применение напрягающего бетона для заполнения стальных полых труб обусловлено необходимостью обеспечения совместной работы бетонного ядра со стальной оболочкой [3]. Совместность работы обычного бетона и стальной трубы может утрачиваться в процессе работы трубобетонного элемента вследствие различных коэффициентов Пуассона для бетона и стали, а также из-за реологических явлений (явление усадки), протекающих в бетонном ядре [4].

При проведении собственных экспериментальных и численных исследований было отмечено принципиальное отличие работы под нагрузкой узлов из полых прямоугольных труб и тех же узлов, но со стойками, заполненными бетоном. Прежде всего отличие состоит в смещении оси поворота к сжатой полке трубы. Величина смещения зависит от геометрических характеристик элементов в узле и прочностных характеристик металла и бетона. В результате численных исследований было установлено, что целесообразно применение бетонов с прочностью на смятие в интервале [20;40], дальнейшее увеличение прочности бетона сопровождается незначительным приростом прочности и жесткости самого узла.

При выведении формулы упругой жесткости узлов, заполненных бетоном, деформированная область полки стойки разделялась на регионы (рис.1). Для каждого региона находился закон деформирования, вычислялась энергия деформирования.

С учетом того, что на упругой стадии жесткость узла прямо пропорциональна действующему моменту и обратно пропорциональна углу поворота, из равенства работ внешних и внутренних сил выражалась упругая жесткость узла:

$$G_0 = \frac{2 \cdot E \cdot \eta \cdot t_0^3}{15 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (1 - \beta)^3} (578 \cdot \eta \cdot (1 - \beta)^3 - 3 \cdot (1 - \nu) \cdot (1 - \beta)^2 + 20 \cdot \eta^2), \quad (1)$$

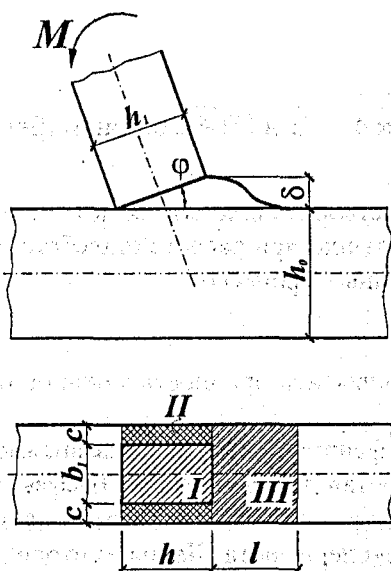


Рисунок 1 – К расчету упругой жесткости узлов с параметром $\beta \leq 0,8$.

Для описания нелинейной работы узла в основу принята функция Ramberга–Osgooda.

$$\varphi = \frac{M}{G_0 \cdot \left(1 - \left(\frac{M}{M_p} \right)^k \right)^{\frac{1}{k}}}, \quad (2)$$

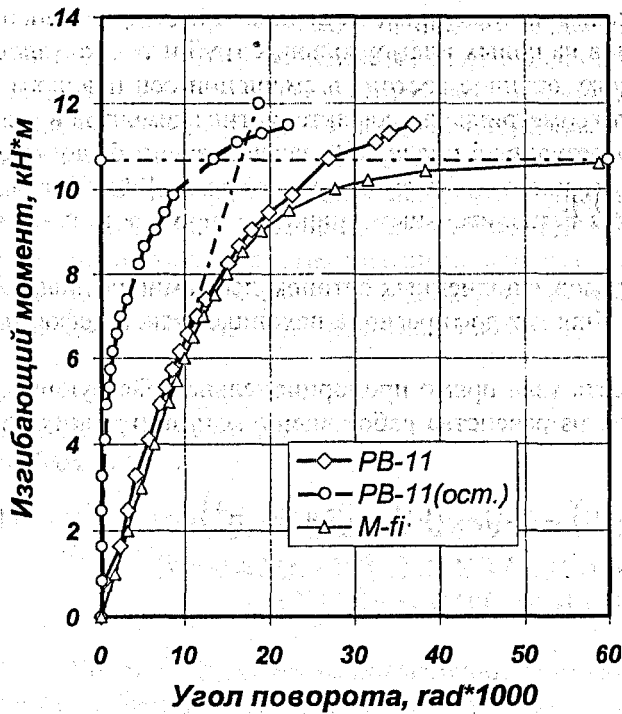
где φ – угол поворота ригеля в узле,

M – действующий в узле изгибающий момент,

k – параметр определяемый экспериментально.

В отличие от функции Ramberга–Osgooda значения предельного момента M_p и упругой жесткости G_0 находятся по предложенным выше формулам (1) и (3).

На рис. 2 представлены экспериментальные зависимости «момент–угол поворота» ("M-φ") для T-образных бесфасоночных узлов со стойками, заполненными бетоном; РВ-6(ост.)– остаточные углы поворота ригеля, измеренные после снятия прикладываемой к ригелю нагрузки; M-fi – полученная по предлагаемой феноменологической зависимости (2) теоретическая кривая «момент–угол поворота»; верхний предел, показанный на рисунках горизонтальной штрих пунктирной линией, к которой асимптотически стремиться кривая M-fi – предельный воспринимаемый узлом момент, вычисляемый по предложенной методике [2]; наклонная штрих-пунктирная линия, касательная к кривой M-fi в начале координат – упругая жесткость узла, вычисляемая по предложенной формуле (1).

Рисунок 4 – Узел PB-6 с бетоном ($\beta=0,57$, $\lambda=20$)

Результаты, получаемые по формулам (1) и (2), удовлетворительно согласуются с экспериментом. Зависимость (2) может быть рекомендована к использованию при расчете сталебетонных конструкций с использованием в компьютерном расчете итерационных процессов.

ВЫВОДЫ

Заполнение прямоугольных труб бетоном позволяет повысить прочность узлов по отношению к полым на 20..40 %, жесткость на 30..60 %.

Впервые полученная формула упругой жесткости и феноменологическая зависимость, основанная на функции Ramberga–Osgooda, «момент-угол поворота» для Т-образных бесфасоночных узлов из прямоугольных труб, заполненных бетоном, с параметром $\beta \leq 0,8$, позволяет получить результат, имеющий удовлетворительное совпадение с данными эксперимента. Данная методика рекомендуется для использования при расчете сталебетонных конструкций из прямоугольных труб, заполненных бетоном, с использованием итерационных процессов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) – Москва, 1989.-149с.
2. Лебедь В.А. Прочность Т-образных узлов из прямоугольных труб, заполненных бетоном: Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01/ Брест. гос. техн. ун-т.– Брест, 2001.– 147 с.
3. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. — Мн.: «Вышэйшая школа», 1977.-95с.
4. Зинкевич И.В., Лебедь В.А., Мухин А.В. К усилению Т-образных узлов из прямоугольных труб бетонами на напрягающих цементах// Технологии современных конструкций: Материалы юбилейной междунар. науч.-техн. конф. Кишинёв, 24-26 мая 2000г./ Молдавский техн. ун-т.– Кишинёв, МТУ, 2000.– С. 237-240.

УДК 691.327

Леонovich С.Н., Мулярчик В.С., Снежков Д.Ю.

ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СУХОГО АКУСТИЧЕСКОГО КОНТАКТА В ПРИБОРАХ УЛЬТРАЗВУКОВОГО КОНТРОЛЯ ПРИ ОЦЕНКЕ ГЛУБИНЫ УСАДОЧНЫХ ТРЕЩИН МОНОЛИТНОГО БЕТОНА

В ходе натурных испытаний по определению глубины трещин в монолитных ж/б изделиях ультразвуковым методом (прибор УК1401), авторами получены данные, результаты которых требовали уточнения и проверки. Во-первых, необходимо было уточнить диапазон применимости типовой методики оценки глубины трещин в бетоне; во-вторых – выяснить возможность применения сухого акустического контакта для оценки глубины трещин. Авторы выполнили несколько серий акустических измерений на модели трещины, при различных её глубинах и различных режимах измерения.

Модель трещины и принцип проверки результатов, полученных ультразвуковым методом, показаны на рис. 1.

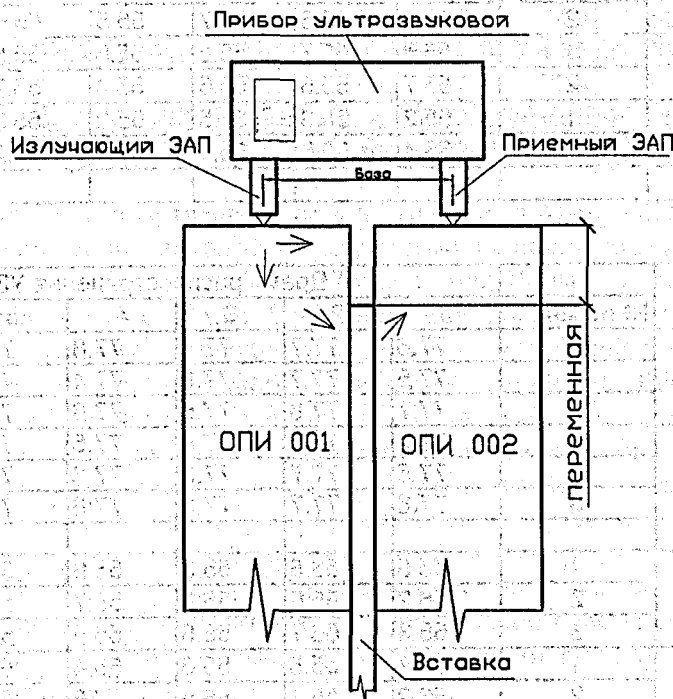


Рисунок 1 – модель трещины

Модель состоит из двух основных и вспомогательной части. Основные части – два образца из оргстекла с близкими характеристиками и, в частности, по времени прохождения ультразвука в среде образцов (см. табл. 1).

Среднее время прохождения ультразвука в среде образца ОПИ 001 в зависимости от поверхности составило от 55,19 мкс – для постели (широкой грани) до 55,72 мкс – торец 1 (узкая грань), аналогично для образца ОПИ 002 – от 55,29 мкс до 55,58 мкс.

Вспомогательный элемент – вставка, также выполнен из оргстекла, его толщина 3 мм, что значительно меньше толщины основных образцов. Вспомогательный элемент (см. рис. 1) помещен между основными элементами таким образом, чтобы оставалась возможность его смещения от краев элементов, что, в свою очередь, позволяло имитировать трещину различной глубины либо процесс развития трещины.

Для обеспечения хорошего контакта образцов между собой и со вспомогательным образцом поверхности элементов смазывались контактным составом. Однако для большей уверенности в чистоте эксперимента предварительно были проведены измерения времени распространения ультразвука в среде и между образцами без контактной смазки (см. табл. 2), только после этого выполнены измерения при наличии смазки (см. табл. 2).

Из результатов эксперимента (табл. 2) видно, что простое соприкосновение поверхностей образцов не дает желаемого результата – создания монолитного (единого) образца при отсутствии контактного состава, в то время как наличие контактного состава обеспечивает плотный контакт элементов, и время прохождения ультразвуком сред двух образцов соответствует времени прохождения в каждом из образцов в отдельности.

Таблица 1

Необразца		№ испыт.	Время распространения УЗК (мкс)						
			1	2	3	4	5	средн.	средн.
ОПИ 001	Торец 1	1	55.7	55.8	55.5	56	55.7	55.74	55.72
		2	55.8	55.7	55.6	55.9	55.5	55.7	
	Торец 2	1	55.5	55.8	55.5	55.9	55.7	55.68	55.7
		2	55.4	55.9	55.8	55.7	55.8	55.72	
	Постель 1	1	55.2	55.4	55.1	55.3	55.1	55.22	55.19
		2	55.1	55	55.3	55.2	55.2	55.16	
ОПИ 002	Торец 1	1	55.5	55.6	55.5	55.6	55.7	55.58	55.57
		2	55.4	55.6	55.7	55.5	55.6	55.56	
	Торец 2	1	55.6	55.7	55.5	55.6	55.5	55.58	55.58
		2	55.7	55.5	55.6	55.4	55.7	55.58	
	Постель 1	1	55.2	55.3	55.5	55.2	55.3	55.3	55.29
		2	55.4	55.5	55.1	55.2	55.2	55.28	

Таблица 2

№ образца		№ испыт.	Время распространения УЗК (мкс)						
			1	2	3	4	5	средн.	средн.
ОПИ 001 + ОПИ 002	Торец 1	1	77.6	77.7	77.4	77.8	77.6	77.62	77.64
		2	77.5	77.7	77.9	77.4	77.6	77.62	
		3	77.7	77.8	77.5	77.6	77.8	77.68	
	Торец 2	1	77.9	77.8	77.4	77.5	77.6	77.64	77.65
		2	77.5	77.7	77.8	77.3	77.5	77.56	
		3	77.8	77.7	77.8	77.6	77.8	77.74	
ОПИ 001 + конт. состав + ОПИ 002	Торец 1	1	55.5	56.5	55.3	55.6	56.3	55.84	55.71
		2	56.2	55.6	55.9	55.7	55.6	55.8	
		3	55.3	55.7	55.5	55.6	55.4	55.5	
	Торец 2	1	55.7	55.5	55.6	55.4	56.1	55.66	55.71
		2	56.2	55.3	55.5	56	55.3	55.66	
		3	55.4	55.5	56.2	55.8	56.1	55.8	

Аналогично эксперименты повторили с условием взаимодействия основных элементов со вспомогательным.

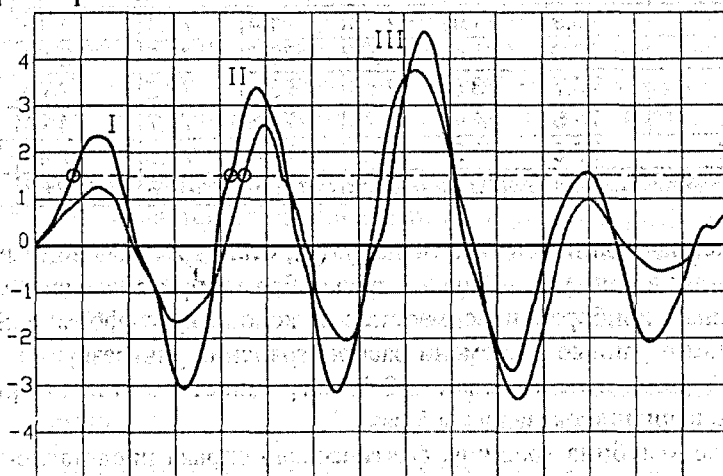
Устранив проблему создания монолитного (единого) образца из трех составных, были выполнены эксперименты по измерению времени прохождения ультразвуком среды при наличии трещин различной глубины (см. табл. 3).

Для каждой глубины трещины опыт проводился несколько десятков раз, так что представленные значения в колонках табл. 3 уже являются усредненными значениями. В колонке средних значений приведены средние значения по всему эксперименту для каждой глубины трещины. Средние значения рассчитывались также с учетом отбрасывания максимальных и минимальных значений при каждом измерении. Как и ожидалось, с появлением трещины время прохождения ультразвуком среды увеличилось, и по мере увеличения глубины трещины увеличивалось и время. Так при отсутствии трещины среднее время равно 55,1 мкс, с трещиной в 6 мм глубиной это время составило 56,74 мкс, с трещиной глубиной 41 мм – 77,48 мкс. Данные табл. 3 свидетельствуют о плавном нарастании продолжительности прохождения ультразвуком среды при глубинах трещин от 0 до 7 мм и от 11 мм до 36 мм.

Таблица 3

Глубина трещины, мм	№ испыт.	Время распространения УЗК (мкс)					средн.
		1	2	3	4	5	
0	2	55.6	55.8	56.2	55.8	56.6	56
	1	55.1	54.9	55	55.2	55.3	55.1
6	1	56.7	56.6	57.1	56.7	56.6	56.74
	2	70.9	71.1	71.3	70.8	71	71.02
7	1	56.8	56.7	56.6	57.1	56.8	56.8
	2	71.6	71.5	71.4	71.7	71.5	71.54
8		56.9	70.1	56.6	70.2	56.5	
10		70.1	56.8	70.2	70.1	56.9	
11		69.8	70	69.9	70.2	69.9	69.96
16		69.9	70.3	70.2	70.4	69.9	70.14
21		70.9	71.1	71.3	71.4	71.1	71.16
26		72.6	72.4	72.5	72.6	72.5	72.52
31		73.7	73.5	73.6	73.2	73.5	73.5
36	1	74.5	74.7	75	74.8	74.7	74.74
	2	90.4	90.7	91.1	90.6	90.8	90.72
41	1	77.5	77.2	77.8	77.4	77.5	77.48
	2	92.3	92.4	92.5	92.2	92.4	92.36
	3	109.4	110.1	109.5	109.6	109.8	109.68

В интервале значений глубины трещины от 8 до 10 мм и от 41 мм наблюдаются скачки значений времени при одном измерении с явной закономерностью. Если при трещине в 8 мм на 6 значений лишь 2 превышают 70 мкс, а остальные не более 57 мкс, то при 10 мм на 6 значений только 2 не превышают 57 мкс, а 4 значения выше 70 мкс. В среднем разность между значениями составляет 13-14 мкс, что примерно соответствует периоду ультразвуковых колебаний в оргстекле. При глубине трещины в 11 мм не зафиксировано ни одного значения меньше 69 мкс. Такое явление может быть вызвано процессом затухания амплитуды колебаний волны так, что в результате значение амплитуды первого периода становится меньше значения порога чувствительности прибора. Как следствие этого, первое вступление «проскакивает» незамеченным, прибор улавливает второе вступление волны, пропуская первое. В результате, отсчет времени прохождения ультразвуковой волны скачком увеличивается (см. рис. 2). Чередование «правильных» и «неправильных» отсчетов времени в пограничной ситуации может быть обусловлено как влиянием шумов приемного тракта, нестабильностью акустического контакта, так и возможной автоматической перестройкой чувствительности или алгоритма фиксации приемного тракта прибора. К сожалению, подробными техническими характеристиками прибора УК1401 авторы не располагают.



I – первое вступление ультразвукового сигнала; II – второе вступление ультразвукового сигнала; III – третье вступление ультразвукового сигнала (цена деления развертки по горизонтали – 3 мкс);

Рисунок 2 – Оциллограммы сигнала приемного тракта ультразвукового прибора при различных значениях затухания в тракте

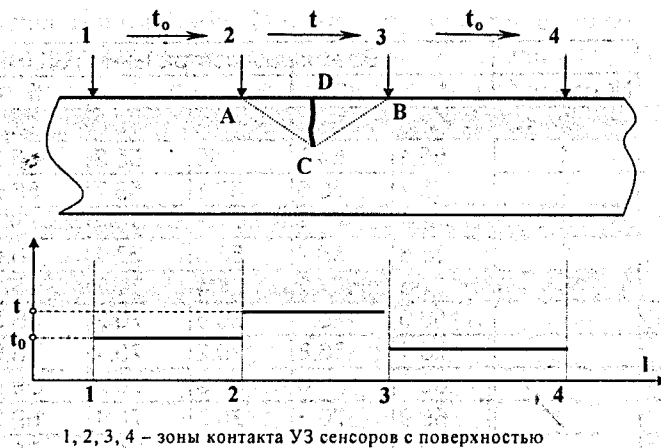


Рисунок 3 – Оценка глубины трещины по времени прохождения УЗК.

Глубина трещин определялась путем сравнения времени t_0 распространения у-з. колебаний в области ненарушенного бетона и t – в области трещины (см.рис.3), по формуле (1), в соответствии с известной методикой.

$$DC = \frac{B}{2} \sqrt{\left(\frac{t^2}{t_0^2} - 1\right)}, \quad (1)$$

где DC – глубина трещины; B – база прозвучивания.

Расчетные значения величины трещин (глубины) на основе экспериментальных данных в лабораторных условиях исходя из показаний ультразвукового прибора представлены в табл. 4.

Таблица 4

Глубина трещины фактическая, мм	№ испыт.	Время распространения УЗК (мкс)					средн.	Глубина трещины расчетная, мм	
		1	2	3	4	5			
0		55.1	55.4	55.5	55.2	55.3	55.3	0	
6		56.7	56.6	57.1	56.7	56.6	56.74	17	
7		56.8	56.7	56.6	57.1	56.8	56.8	17	
8		56.9	70.1	56.6	70.2	56.5		18	
10		70.1	56.8	70.2	70.1	56.9		18	
11		69.8	70	69.9	70.2	69.9	69.96	58	18
16		69.9	70.3	70.2	70.4	69.9	70.14	59	19
21		70.9	71.1	71.3	71.4	71.1	71.16	61	24
26		72.6	72.4	72.5	72.6	72.5	72.52	64	29
31		73.7	73.5	73.6	73.2	73.5	73.5	66	33
36		74.5	74.7	75	74.8	74.7	74.74	68	37
41	1	77.5	77.2	77.8	77.4	77.5	77.48	74	44
	2	109.4	110.1	109.5	109.6	109.8	109.68	128	

Анализируя полученные данные в табл. 4 по ф. (1), становится очевидным высказанное ранее предположение о затухании волны ультразвука в среде образца при проведении опыта с применением сухого контакта датчиков прибора с поверхностью. Руководствуясь формулой 1 и простой геометрией, получены искаженные данные о времени распространения ультразвука в среде с явным завышением как минимум в 2 раза, что составляет 100 % погрешности. А в некоторых случаях, при глубине трещины в 11 мм, завышение оказалось в 5 раз.

В табл. 4 в колонке «глубина трещины фактическая» справа представлены значения глубины трещин, близкие к истинным. Средняя погрешность глубины трещины не превышает 15 %. Эти значения получены путем корректировки ф. (1).

$$DC = \frac{B}{2} \sqrt{\left(\frac{(t - n \cdot T)^2}{t_0^2} - 1\right)}, \quad (2)$$

где T – период акустического сигнала; $n = 0, 1, 2$;

Основой коррекции формулы (1) является сокращение оценки времени прохождения ультразвуком среды образца на величину, кратную периоду колебаний. Такая операция правомерна, если учитывать, что при увеличении пути прохождения волны в среде происходит процесс затухания самой волны (рис. 2). В данном случае при глубине трещины 11-36 мм временной скачек (как говорилось ранее) составил 13 мкс, что равно периоду колебаний частотой 76кГц. Удалив эту потерю времени из общего интервала времени волны, и стало возможным получить значения глубины трещины, близкие к фактическим.

Однако не следует забывать, что с дальнейшим увеличением пути прохождения волны коррекция времени может потребовать большего значения. Так, при глубине трещины 41 мм зафиксированные значения времени во 2 испытании (табл. 4) отличаются уже на 32 мкс от 1-ого испытания, которое, в свою очередь, требует корректировки на 13 мкс. Подставив данные в формулу 1, с учетом поправок в формуле 2, получим глубину трещины, равную 44,5 мм, что отличается от фактического значения лишь на 9 %.

Следует отметить также, что еще одним недостатком сухого контакта датчиков прибора с поверхностью, выявленным в процессе эксперимента, является зависимость результатов от усилий прижима датчиков к поверхности, что является косвенным подтверждением правомерности коррекции формулы 1 на величину нескольких периодов зондирующих колебаний. Результаты зависимости представлены в табл. 3. Опыты под номерами 1 проводились при прижиге контактов к поверхности с усилием не менее 2,5 кг, в то время как в опытах под номерами 2 осуществлялись без усилий прижатия контактов к поверхности, а лишь под собственным весом прибора. В процессе передачи сигнала от прибора в среду происходит затухание волны, и чем плотнее осуществляется контакт излучателя и приемника прибора с поверхностью образца, тем меньше будут потери и затухание волны. Однако это представляет собой определенную проблему при проведении измерений на натуральных объектах, когда не всегда возможно достаточно сильно прижать прибор к поверхности.

Исходя из изложенного, можно констатировать, что применение сухого акустического контакта в приборах ультразвукового метода контроля создает некоторые трудности при оценке глубины раскрытия трещин в бетоне. Существующая методика оценки глубины трещин требует доработки с учетом особенности различных ультразвуковых приборов контроля.

ВЫВОДЫ

Приборы с сухим акустическим контактом, в частности УК1401, реализующие метод поверхностного прозвучивания обладают высокой чувствительностью к поверхностным, усадочным трещинам; позволяют обнаруживать «волосяные», практически незаметные для визуального контроля.

Для оценки глубины трещин по данным контроля прибором УК1401 необходимо вносить значительные коррективы.

Дополнительное затухание акустического сигнала, вносимое трещиной, в зависимости от её глубины, вносит систематическую ошибку, кратную периоду колебаний при измерениях времени прохождения. Для модели из образцов оргстекла, что по акустическим параметрам близко к тяжелому бетону низких марок (5,0 ..10,0 Мпа), необходимость коррекции отсчетов возникала при глубине трещин 10..15 мм и выше.

Одним из факторов быстрого роста затухания акустического сигнала прибора УК1401 по мере увеличения глубины трещин является специфика работы акустических преобразователей, формирующих продольную подповерхностную волну (вдоль поверхности изделия) и поперечную волну в направлении нормальном к поверхности. В результате чего, чувствительность прибора к продольным волнам снижается по мере поворота вектора направления распространения волны, что имеет место с ростом глубины трещины.

Представляется перспективным использование электроакустических преобразователей с управляемым вектором поляризации волны.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по эксплуатации ультразвукового бетон-тестера УК1401. ООО Акустические Контрольные Системы, г. Москва, 2003г.
2. Shevaldykin V. G., Kozlov V. N., Samokrutov A. A. Inspection of Concrete by Ultrasonic Pulse-Echo Tomograph with Dry Contact. 7th European conference on Non-Destructive Testing. Copenhagen, 26 - 29 May, 1998.

УДК 624.011

Минченя Т.П., Баранчик В.Г.

ЭФФЕКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В соответствии с программой правительства РБ по возрождению села в каждом сельхозпредприятии предусмотрено ежегодное строительство домов усадебного типа.

Большой опыт строительства малоэтажных домов накоплен в Финляндии. Застройка пригородов и небольших городов ведется 1-2х-этажными домами, основными типами которых являются деревянные каркасные и каркасно-щитовые дома (рис. 1, 2).



Рисунок 1 – Одноэтажные каркасно-щитовые дома в г. Хювенкя

Каркасная и каркасно-щитовая технология строительства индивидуальных жилых домов является наиболее оптимальной для широкого диапазона климатических и геологических условий. Дом, построенный по данной технологии, обеспечивает тепловой комфорт в помещениях, снижает в несколько раз затраты на отопление и создает благоприятную экологическую обстановку.

По расходу материалов и трудоемкости возведения каркасные стены являются самыми экономичными. Они требуют в 2-3 раза меньше древесины, чем бревенчатые или брусовые, и примерно во столько же раз легче.

Срок службы каркасно-щитового дома зависит в первую очередь от того, как и из какой древесины сделан каркас. При изготовлении щитовых домов деревянные элементы изготавливаются, нарезаются в размер, сушатся и антисептируются на отдельном предприятии, где процессы сушки древесины и изготовления проходят необходимый контроль и соответствуют международным стандартам. Для изготовления каркаса на показанных предприятиях используется, в основном, древесина, поставляемая странами СНГ.

Каркас заполняется утеплителем. В качестве утеплителя применяются теплоизоляционные плиты производства компаний «Saint Gobain Isover OY», «PAROC». Толщина утеплителя 150 мм. (рис. 3).

Панели наружных стен с внутренней стороны обшиты гипсокартонным листом. Между листом гипсокартона и деревянным каркасом уложен слой пароизолирующей пленки. С наружной стороны панель обшивается гипсокартоном, по которому устраивается фасад. Фасад зданий вентилируемый. Следует отметить, что лицевая поверхность шпунтованной отделочной доски не строганная, однако качество изготовления шпунта доски очень высокое. Панели внутренних стен имеют аналогичную конструкцию.

Разводка системы электроснабжения производится на предприятии, выпускающем элементы щитовых домов. На объекте остается только соединить проводку отдельных щитов и установить электроустановочные изделия.

На заводе производятся также деревянные панели перекрытия и балконные панели. При больших пролетах изготавливаются клеенные несущие элементы панелей высотой 260 мм.

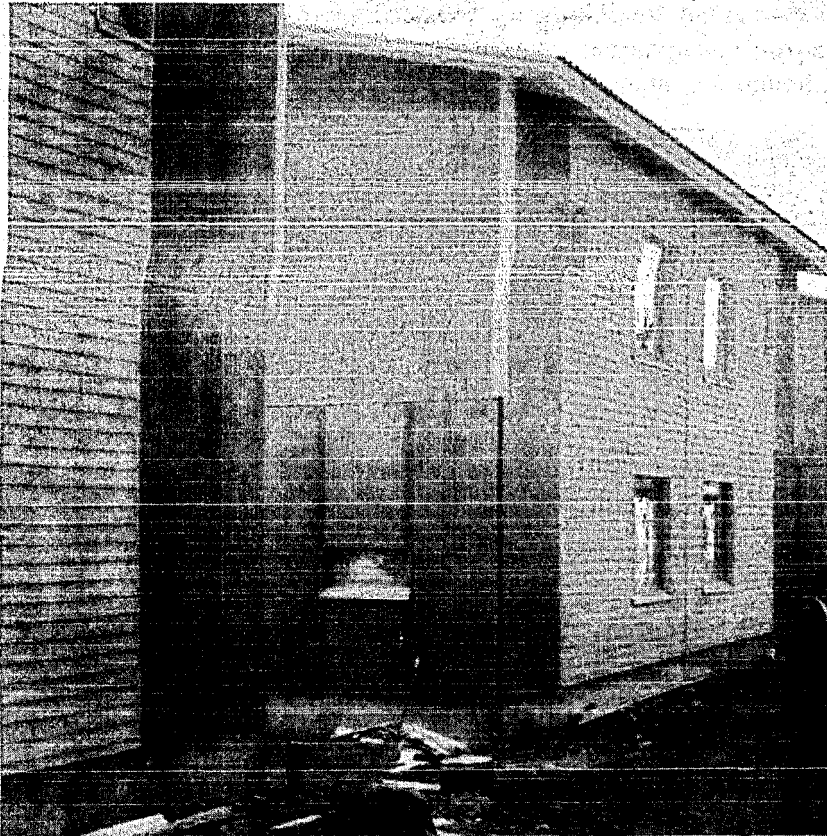


Рисунок 2 – Двухэтажные каркасно-щитовые дома в г. Хювенкяя



Рисунок 3 – Утепление щитов наружных стен

Дома имеют следующую конструкцию:

- фундаменты - буронабивные сваи или ленточные, утепленные экструдированным пенополистиролом на ширину 1,0 м;
- цокольные сборные железобетонные панели, соединенные между собой при помощи закладных деталей (рис. 4). Закладные детали изготавливаются из нержавеющей стали;
- несущие поперечные стены выполнены из деревянных щитов или сборных железобетонных панелей и облицованы каркасно-щитовыми деревянными утепленными панелями;

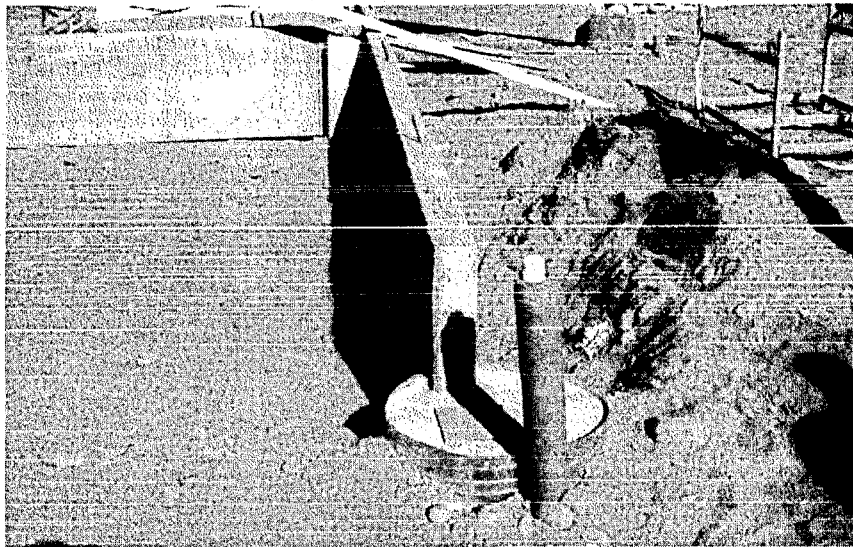


Рисунок 4 – Устройство фундаментов каркасно-щитовых домов



Рисунок 5 – Деревянные фермы покрытия

- поперечная устойчивость дома обеспечивается каркасными продольными деревянными стеновыми панелями;
- перекрытие выполнено из пустотных плит безопалубочного формования высотой 260мм, армированных высокопрочными арматурными канатами, или деревянные панели заводского изготовления;
- конструкции второго этажа – деревянные каркасные стены;
- конструкции покрытия - деревянные фермы с металлическими зубчатыми пластинчатыми крепежными элементами (рис. 5);
- покрытие – цементно-песчаная или металлическая черепица;
- полы первого этажа по грунту с утеплением экструдированным пенополистиролом или по сборным железобетонным панелям.

Утепление чердачного перекрытия производится при помощи стекловаты, распыляемой прямо на чердачное перекрытие непосредственно на объекте.

Горячее водоснабжение и отопление производится от централизованных сетей. Сети питаются от электрических котельных, которые обслуживают группу малоэтажных домов. Это позволяет снизить потери тепла при транспортировке теплоносителя. Транспортировка горячей воды и теплоносителя производится по предизолированным трубам.

Каждый житель имеет возможность регулировать потребление тепла в своей квартире, а полностью автоматизированная котельная позволяет производить регулировку потребления электроэнергии для теплоснабжения и подогрева воды. Котельная расположена под одной крышей с клубом. В нем собираются жители поселка по интересам.

Каждая квартира сдается уже со встроенным оборудованием кухонь и обязательно оборудована сауной.

Даже в сильные холода каркасный и каркасно-щитовой дом надолго остается теплым и уютным. При отключении отопления температура в доме понижается в среднем на 2 градуса в сутки, позволяя экономить до 50% электроэнергии на обогреве, по сравнению с кирпичным домом. Высокие теплоизолирующие свойства наружных стен здания позволяют не только уменьшить потери тепла в холодное время года, но и летом в жаркое время года позволяют оградить внутреннее пространство дома от излишнего притока тепла, что обеспечивает сохранение прохлады в жилище. Межкомнатные перегородки, полы и перекрытия выполняются из каркасных панелей с утеплителем. Это предотвращает сквозняки, создает микроклимат в каждой комнате, повышает акустический комфорт.

Каркасные дома достаточно легкие и не требуют массивных фундаментов, что соответственно снижает стоимость строительства. Небольшой вес строительных конструкций позволяет также снизить затраты при монтаже здания. Практически полное отсутствие усадки дает возможность приступать к отделочным работам сразу после возведения коробки и сократить сроки строительства зданий.

Следует отметить, что (при условии грамотного и качественного монтажа) каркасные дома успешно эксплуатируются не один десяток лет, по комфортности проживания почти не уступают рубленым домам и могут превосходить их по показателям энергосбережения. Стоимость таких домов в Финляндии, конечно же, больше 18 тыс. условных единиц. Однако государство поддерживает застройщиков, предлагая им выгодную систему кредитования и субсидирования.

В Республике Беларусь дома каркасной и каркасно-щитовой конструкции в сельской местности производятся и строятся некоторыми строительными организациями. Стоимость таких домов составляет 33-38 млн. белорусских руб.

Одним из путей экономии тепла в Финляндии является направление на создание домов с минимальными потерями тепла – так называемый пассивный дом.

Пассивный дом – энергосберегающая система, элементы которой согласованы между собой. Дом обязательно оборудован системой принудительной вентиляции с рекуперацией тепла. Забор воздуха в приточную систему производится через систему каналов, проложенных в земле.

Для утепления стен применяются теплоизоляционные плиты из стеклянной ваты производства компании «Saint Gobain Isover OY». Толщина слоя утеплителя в стенах-300мм, в конструкциях покрытия - 400мм. Стеклянная вата – экологически чистый продукт. Сырьем для ее производства служит стеклянный бой (измельченное оконное и бутылочное стекло) и кварцевый песок. Готовый мат нарезается в размер и упаковывается. При упаковке происходит обжатие изделий. Это позволяет перевозить в небольшом объеме большее количество ваты.

В системе электроснабжения и подогрева воды в пассивном доме широко используется солнечная энергия.

Затраты на строительство такого дома выше чем обычного каркасного, но они окупаются в течение 5-7 лет.

УДК 69.658

Мартинов Ю.С., Новиков В.Е., Лагун Ю.И.

ОЦЕНКА СООТВЕТСТВИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТРЕБОВАНИЯМ ТЕХНИЧЕСКИХ НОРМАТИВНЫХ АКТОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ВВЕДЕНИЕ

В январе 2004 года введен в действие Закон Республики Беларусь «Об оценке соответствия требованиям технических нормативных правовых актов в области технического проектирования и стандартизации». Он определяет правовые и организационные основы оценки соответствия и направлен на обеспечение единой государственной политики при осуществлении оценки соответствия.

Объектами оценки соответствия являются:

- продукция;
- процессы разработки, производства, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации продукции;
- оказание услуг;
- система управления качеством;
- компетентность юридического лица в выполнении работ по подтверждению соответствия и (или) проведения испытаний продукции;
- профессиональная компетентность персонала в выполнении определенных работ и услуг.

К отнесенным выше техническим нормативным и правовым актам в соответствии с Законом РБ «О техническом нормировании и сертификации» относятся технические регламенты и технические кодексы установившейся практики (находятся в стадии разработки), а также государственные стандарты и технические условия.

Действующие в настоящее время технические нормативные акты должны быть приведены в соответствие с вышеупомянутыми Законами. В статье проанализировано состояние существующего нормативного обеспечения и материальной базы по оценке соответствия (сертификации) одного из видов строительной продукции – импортируемых в республику стальных строительных конструкций и систем зданий комплектной поставки.

ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВОПОЛАГАЮЩЕЙ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ПО СЕРТИФИКАЦИИ ПРОДУКЦИИ

Общие положения Национальной системы сертификации отражены в СТБ 5.1.01–96 [1] (с 1.01.2005 г. стандарт будет заменен техническим кодексом установившейся практики ТКП 5.1.01–2004 [2]). Система предусматривает проведение обязательной и добровольной сертификации. Порядок проведения обязательной и добровольной сертификации отечественной и импортной продукции, в том числе и строительной, регламентируется СТБ 5.1.04–96 [3] (с 1.01.2005 г. – ТКП 5.1.02–2004 [4] и ТКП 5.1.03–2004 [5]).

Обязательное подтверждение пригодности продукции осуществляется в форме сертификата соответствия или декларации о соответствии продукции, включенной в перечень, утвержденный Советом Министров РБ. Сертификат соответствия Национальной системы сертификации (по новому законодательству «Национальная система подтверждения соответствия Республики Беларусь») выдается на продукцию, выпускаемую серийно, на партию продукции или на каждое изделие в зависимости от выбранной схемы сертификации. Декларирование соответствия реализуется заявителем (изготовителем или продавцом продукции) в виде декларации о соответствии на основании собственных доказательств или декларации на основании собственных доказательств и доказательств, полученных с участием аккредитованного органа по сертификации (аккредитованной испытательной лаборатории).

Добровольное подтверждение соответствия осуществляется по инициативе заявителя в форме добровольной сертификации на соответствие показателям нормативного документа, по которым проведение обязательной сертификации не предусмотрено. При этом заявитель самостоятельно выбирает технические нормативные акты, на соответствие которым осуществляется добровольная сертификация, и определяет номенклатуру контролируемых показателей.

Для многих видов строительной продукции, в том числе и импортируемой в РБ, законодательством республики проведение обязательной сертификации не предусмотрено. Государственный контроль за соответствием импортируемой продукции нормативным требованиям республики регулируется Руководящим документом в строительстве РДС 1.01.06–99 [6] (по новому законодательству не является техническим нормативным актом). Он касается импортируемых строительных материалов, на которые проведение обязательной сертификации не требуется, и которые изготовлены по нормативным документам других стран, действие которых не распространяется на территорию РБ. Речь идет о материалах и изделиях, от которых зависят эксплуатационные свойства зданий и сооружений, их надежность и долговечность, безопасность жизни и здоровья людей, а также состояние окружающей среды. Импортные материалы и изделия допускается предусматривать при проектировании и применять при строительстве (реконструкции, расширении, ремонте) зданий и сооружений только после проверки и подтверждения их пригодности в условиях строительства и эксплуатации РБ. Пригодность подтверждается техническим свидетельством Министерства строительства и архитектуры или, как отмечено выше, сертификатом соответствия (при добровольной сертификации), выданным в Национальной системе сертификации.

Технические свидетельства выдаются по результатам изучения представляемой заявителем документации, испытаний образцов материалов и изделий, отобранных от поставляемой партии, на соответствие характеристикам, определяющим возможную область их применения в конкретных условиях строительства и эксплуатации объектов на территории РБ с учетом требований строительных норм, правил, пособий и стандартов. Перечень материалов и изделий, на которые распространяется РДС 1.01.06–99, приведен в Приложении А к документу. Отметим те из них, которые применяются в наиболее ответственных элементах зданий и сооружений:

- изделия из металлов и металлических сплавов;
- изделия из древесины;
- бетонные и железобетонные изделия.

АНАЛИЗ ТРЕБОВАНИЙ НОРМАТИВНЫХ ТЕХНИЧЕСКИХ ДОКУМЕНТОВ РБ И ИХ СООТВЕТСТВИЕ ЗАРУБЕЖНЫМ РЕГЛАМЕНТАМ

В течение 2003 – 2004 гг. в республике были выполнены работы по оценке соответствия материалов, конструкций и архитектурно-строительных систем, проектирование и изготовление которых осуществлялось с привлечением зарубежных фирм. Анализ этих работ свидетельствует о несовершенстве национальной нормативной базы и о необходимости внесения дополнений, касающихся оценки соответствия импортируемых в РБ стальных строительных конструкций и архитектурно-строительных систем с их применением.

Прежде всего, следует отметить неопределенность в терминологии РДС 1.01.06–99. В перечне материалов и изделий, на которые распространяется этот документ, отсутствует такой вид строительной продукции, как строительные конструкции. Очевидно предполагается, что термины «изделия» и «строительные конструкции» идентичны по определению. Такое совмещение понятий неправомерно, противоречит СНБ 1.01.06–99 [7] и влечет за собой необоснованное усложнение и удорожание работ по подготовке технических свидетельств, а в ряде случаев исключает возможность их выдачи. Так, программой работ по идентификации строительных изделий среди прочих процедур предусмотрено проведение механических испытаний аккредитованными лабораториями. Для строительных конструкций и, особенно, строительных систем такие испытания, по мнению специалистов, нецелесообразны вследствие:

- а) отсутствия реальных технических возможностей проведения испытаний конструктивной системы в завершенном виде, учитывая ее композиционный характер и крупные габариты;
- б) неадекватности напряженно-деформированного состояния при испытании отдельных конструктивных элементов их фактическому состоянию в составе конструктивной схемы;
- в) высокой стоимости проведения испытаний.

Наличие специализированных программных комплексов по расчету конструкций с применением ЭВМ, высокий уровень развития теории расчета и исследованность действительной работы различных конструктивных схем зданий и сооружений и их компонентов (узлов сопряжений, соединений и т. д.) позволяет достоверно оценить надежность и безопасность строительных конструкций на основе результатов компьютерного мониторинга напряженно-деформированного состояния отдельных элементов и систем в целом.

Для наиболее ответственных зданий и сооружений (мостов, зданий принципиально новой конструктивной схемы) могут быть предусмотрены приемочные испытания в завершенном виде, которые целесообразно совместить с сертификационными при условии, что строительные конструкции изготовлены на технологическом оборудовании серийного производства.

К недостаткам РДС 1.01.06–99 следует отнести также отсутствие регламента по признанию иностранных сертификатов на продукцию. Между тем основополагающий стандарт по сертификации [1] допускает эту процедуру по схеме 9 на основе результатов анализа полученных от заявителя материалов при условии правильности и достаточности представленной информации, в том числе касающейся требований безопасности, в нормативных документах на ввозимую продукцию. При несовпадении требований или отдельных показателей (характеристик) орган по сертификации РБ может установить необходимость дополнительных испытаний в полном объеме.

3. СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТРЕБОВАНИЙ НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИХ ДОКУМЕНТОВ

РБ и европейских стран по идентификации исходных материалов для изготовления строительных конструкций.

Импортируемые в республику стальные конструкции для конкретных объектов строительства, как правило, сопровождаются расчетами, подтверждающими несущую способность конструктивных элементов зданий и сооружений; сертификатами на материалы, примененные для изготовления конструкций; акты испытаний заводских и независимых аккредитованных лабораторий; документами по оценке соответствия, выданными аккредитованными органами по сертификации и т.д.

Проектирование стальных строительных конструкций осуществляется зарубежными фирмами по европейским нормам [8]. Как известно, строительные нормы и правила [9, 10], действующие в республике, существенно отличаются от европейских норм. В частности, значительные расхождения имеют место при оценке общей устойчивости стальных конструкций, местной устойчивости элементов сечений, прочности болтовых соединений. Нет соответствия по ряду конструктивных требований. По этой причине при оценке соответствия импортируемых строительных конструкций необходимо проведение поверочных расчетов всех элементов зданий и сооружений на их соответствие требованиям национальных норм. Важно отметить, что расчеты выполняются с использованием исходных характеристик материалов (физико-механических свойств сталей, болтовых и сварных соединений), установленных в результате их идентификации путем проведения регламентированных стандартами РБ испытаний.

3.1. Стали

Номенклатура контролируемых показателей сталей и процедура их определения по нормативно-технической документации (далее НТД) Республики Беларусь и европейских стран в целом идентичны. Расхождения касаются показателей сталей по ударной вязкости. Европейские стандарты для сталей не регламентируют значения ударной вязкости при температуре ниже минус 20°C . Согласно требованиям СНиП [9] для ответственных строительных конструкций эта характеристика должна быть гарантирована при температуре минус 40°C , а для мостов — минус 60°C [11]. В европейских стандартах на стальной прокат отсутствует показатель ударной вязкости после механического старения при температуре 20°C , предусмотренный нормами республики. Здесь уместно отметить ограниченность материальной базы аккредитованных в республике исследовательских лабораторий строительного направления по определению вышеуказанных характеристик.

Незначительные расхождения имеют место по форме и размерам опытных образцов сталей, по размерам приспособлений для испытаний (например, диаметры диаметров оправок при испытании на изгиб в холодном состоянии), по форме надрезов образцов для испытания на ударный изгиб.

Анализ сертификационных испытаний, выполненных аккредитованными лабораториями республики за последние два-три года, свидетельствует о соответствии в целом механических характеристик и химического состава европейских сталей аналогичным показателям сталей-аналогов, применяемых в РБ.

3.2. Сварные соединения

В современных импортных конструктивных системах зданий сварка используется только при заводском изготовлении стальных конструкций. Таким образом, сварочные материалы в явном виде при поставке конструкций отсутствуют. Поэтому подтверждению пригодности подлежат только сварные соединения, качество которых влияет на показатели надежности и безопасности эксплуатации сварных стальных конструкций и зданий в целом.

При этом высокие требования предъявляются к технологии и контролю качества исполнения сварных стыковых соединений. Кроме механических испытаний по определению прочностных и деформационных характеристик металла шва, основного металла околошовной зоны, сварного соединения в целом, проводятся исследования макрошлифов металла поперечного сечения шва, а также контроль сварного соединения неразрушающими методами (ультразвуковым или радиографическим) на наличие дефектов в шве.

Оценка соответствия нормативным требованиям соединений с угловыми швами сводится к проверке склонности к образованию трещин и к контролю сплошности шва.

Состав и методики испытаний, а также значения контролируемых показателей сварных соединений по стандартам РБ и стран ЕС не имеют существенных различий. Более того, намечалась тен-

денция сближения нормативно-технических документов республики и европейских стран в этой области. Например, за последние годы Научно-исследовательским и конструкторско-технологическим институтом сварки и защитных покрытий с опытным производством разработан и введен в действие блок стандартов РБ по сварным соединениям на основе европейских стандартов (СТБ ЕН).

3.3. Болтовые соединения

Сопряжения отпавочных марок стальных конструкций импортной поставки выполняются на фланцах с использованием срезных соединений на болтах классов прочности 8.8 и 10.9. Для исключения раскрытия фланцев под действием усилий от внешних нагрузок болты устанавливаются с регулируемым натяжением.

Механические характеристики болтов по результатам испытаний аккредитованными лабораториями РБ соответствуют показателям, установленным национальными стандартами. Однако расчетные характеристики и методика оценки несущей способности болтовых соединений по европейским нормам и нормам республики имеют существенные расхождения.

Вследствие этого обстоятельства их проверка обязательна при оценке соответствия стальных конструкций конкретного объекта строительства на территории республики.

Отметим также, что по европейским нормам болты указанных выше классов прочности относятся к высокопрочным болтам, что не соответствует указаниям строительных норм и правил.

ВЫВОДЫ

1. Опыт оценки соответствия импортных стальных строительных конструкций и систем нормативным требованиям Республики Беларусь позволяет рекомендовать следующий порядок работ:

- идентификация исходных материалов, примененных при изготовлении строительных конструкций путем испытаний в аккредитованных лабораториях республики;
- оценка надежности, долговечности и безопасности эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений в целом на основе поверочных расчетов.

2. При разработке технических регламентов и кодексов установившейся практики, пересмотре действующих нормативных актов необходимо учитывать основные принципы оценки соответствия (гармонизация с требованиями международных и межгосударственных нормативных документов, обеспечение идентичности правил и процедур подтверждения соответствия продукции отечественного и иностранного производства).

3. В серьезном обновлении нуждается материальная база по контролю качества исходных материалов для изготовления стальных строительных конструкций. Назрела необходимость создания единого, хорошо оснащенного испытательного центра по выполнению работ, связанных с оценкой соответствия продукции нормативным требованиям республики.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 5.1.01–96. Национальная система сертификации РБ. Основные положения.
2. ТКП 5.1.01–2004. Национальная система подтверждения соответствия Республики Беларусь. Основные положения.
3. СТБ 5.1.04–96. Национальная система сертификации продукции. Порядок проведения сертификации продукции. Общие требования.
4. ТКП 5.1.02–2004. Национальная система подтверждения соответствия Республики Беларусь. Порядок сертификации продукции. Основные положения.
5. ТКП 5.1.03–2004. Национальная система подтверждения соответствия Республики Беларусь. Порядок декларирования продукции. Основные положения.
6. РДС 1.01.06–99. Порядок выдачи технических свидетельств на применение в строительстве импортных строительных материалов и изделий.
7. СНБ 1.01.01–97. Система национальных нормативно-технических документов в строительстве. Основные положения.
8. ENV 1993–1–1: Eurocode 3: Design of steel structures – Part. 1.1: General rules and rules for buildings. 1992.
9. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР.– М: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. Дополнения. Раздел 10. Прогобы и перемещения/Госстрой СССР. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. Изменение № 1 Минстройархитектуры от 18.06.2004 г.
10. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР.– М: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
11. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы/ Госстрой СССР.– М: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.

УДК 624.05

Найчук А.Я., Драган В.И., Петрукович А.Н.

К ВОПРОСУ МЕТОДИКИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЯЗКОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ K_{II}

Общеизвестно, что состояние предельного равновесия и процесс разрушения конструкций в условиях их эксплуатации определяются трещиностойкостью материала, т.е. его сопротивлением развитию трещины нормального отрыва, поперечного и продольного сдвига. Характеристиками трещиностойкости являются критические значения некоторых параметров напряженно-деформированного состояния тел с трещинами. Так, при разрушениях поперечным сдвигом для линейно-упругих материалов такими характеристиками являются коэффициенты интенсивности напряжений K_{II} и скорость освобождения упругой энергии G_{II} , а для упругопластических - J_{II} - интеграл. Предельные значения коэффициентов интенсивности напряжений называют вязкостью разрушения [1, 2]:

Разработка методики по определению трещиностойкости древесины должна включать в себя решение следующих вопросов: изготовление образцов, имеющих трещину заданных размеров; создание в образце напряженного состояния с надежно измеряемыми параметрами; обеспечение малости возмущающего влияния трещины на напряженно-деформируемое состояние всего образца; регистрация момента старта трещины и измерение ее длины; регистрация критической нагрузки, приводящей к старту трещины и дальнейшему ее развитию; преобразование измеренных величин в константы материала.

Для анализа процессов разрушения древесины при поперечном сдвиге было изготовлено и испытано 6 балочных образцов со сквозной трещиной, расположенной вдоль волокон по нейтральной оси (рис. 1). Все образцы были одинаковые по форме и размерам, и изготавливались из клееной древесины.



Рисунок 1— Схема балочного образца с трещиной, расположенной по нейтральной оси

Испытание образцов осуществлялось в испытательной машине УМЭ-10 по двум вариантам нагружения. По первому варианту нагружение осуществлялось с заданной скоростью перемещения активного захвата, а по второму - ступенчато с постоянной величиной ступени. Первый образец нагружался со скоростью 0,05 мм/мин; второй - 1 мм/мин и третий - 5 мм/мин, а остальные три образца нагружались ступенчато.

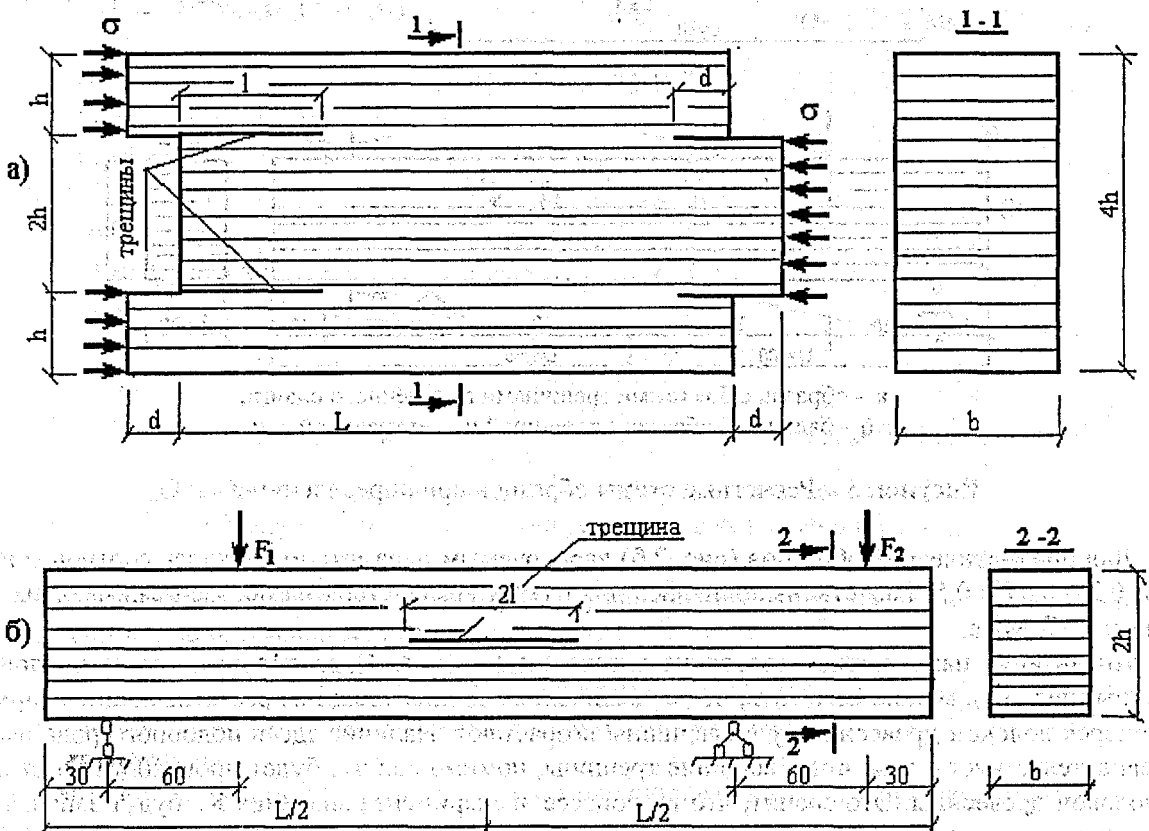
Все образцы в процессе испытаний доводились до полного разрушения. Регистрируемыми параметрами в процессе испытаний являлась нагрузка и относительное смещение берегов трещины в точках 1 и 2 (рис. 1) в направлении действия сдвигающего усилия (в первом варианте нагружения), а также относительных деформаций у вершины трещины (во втором варианте нагружения). Усилия F_1 и F_2 передавались на образец с помощью траверсы. При испытаниях образцов с заданной скоростью нагружения на двухкоординатном самописце осуществлялась запись нагрузки и относительного смещения берегов трещины. Измерение относительного смещения берегов трещины осуществлялось с помощью датчика, фиксирующего перемещение берегов выреза в точках 1 и 2 (рис. 1) по направлению сдвигающего усилия. Относительные деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{45}$ измерялись посредством тензорезисторов базой 5 мм, наклеенных в виде розеток вокруг вершины трещины (рис. 1), и регистрировались с помощью автоматического измерителя деформаций АИД-2М. Относительные деформации сдвига определялись по формуле

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y), \quad (1)$$

где $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{45}$ – относительные деформации вдоль, поперек и под углом 45° к волокнам древесины.

Отметим, что разрушение всех образцов в процессе испытаний имело хрупкий характер и происходило в результате скалывания древесины вдоль волокон по линии трещины.

В результате анализа полученных диаграмм было установлено, что скорость нагружения незначительно сказывается на величине относительного смещения берегов трещины; а при нагрузках, близких к разрушающим, для них характерна незначительная нелинейность. При этом нелинейная часть относительных деформаций вблизи вершины трещины составляет около 5% от общей части, что позволяет сделать вывод о незначительных размерах зоны нелинейности у вершины трещины.



а – призматический образец на сжатие с боковыми трещинами поперечного сдвига;
б – балочный образец с трещиной по нейтральной оси

Рисунок 2 – Схемы образцов с трещинами поперечного сдвига

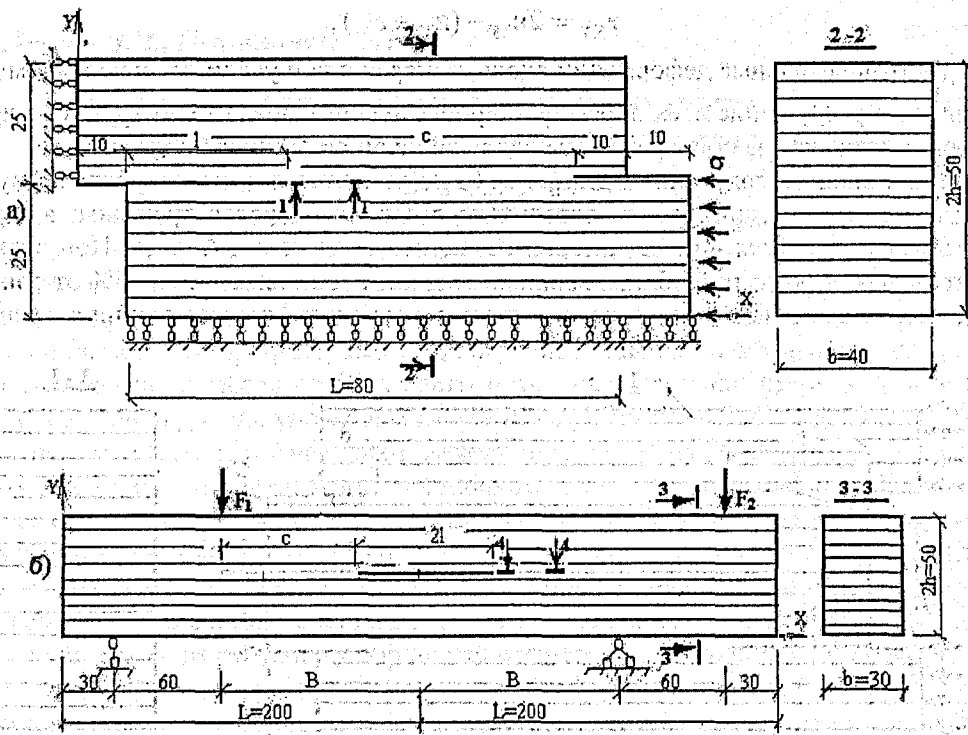
Для определения K_{II} были рассмотрены два вида образцов. Первый – в форме призмы с боковыми трещинами (рис. 2,а), а второй – в форме балочки с трещиной по нейтральной оси (рис. 2,б).

При определении K_{II} основными размерами образцов, кроме общей длины, являются длина трещины, толщина и ширина сечения, а также длина не прорезанного трещиной участка [3, 4]. Для уточнения параметров разрушения образцов (рис. 2,а) был проведен поисковый численный эксперимент по определению K_{II} и оценке напряженно деформируемого состояния древесины в зоне вершины трещины с использованием программы «Stizar».

С точки зрения расчетной схемы, каждый образец рассматривался в виде ортотропной полосы ограниченной ширины, длины и толщины с имеющимися в ней трещинами длиной l , моделируемые в виде математического разреза. К граням полосы прикладывались сжимающие (рис.2,а) или изгибающие (рис. 2,б) усилия.

Во всех расчетах упругие характеристики древесины принимались: $E_x = 10000$ МПа, $E_y = 500$ МПа, $\mu_{yx} = 0,4$, $\mu_{xy} = 0,02$, $G_{xy} = 500$ МПа.

При составлении расчетных схем учитывалась симметрия образцов и приложение нагрузки. Расчетные схемы образцов приведены на рис. 3.



а – образец с боковыми трещинами поперечного сдвига;
 б – балочный образец с трещиной по нейтральной оси

Рисунок 3 – Расчетные схемы образцов при определении K_{II} и G_{II}

Для призматических образцов (рис. 2,б) варьируемым параметром являлось соотношение $l/L = 0,125; 0,25; 0,375; 0,5$. Расчеты выполнялись для случая воздействия на образец сжимающих напряжений $\sigma = 7,2$ МПа.

Анализируя напряженное состояние в сечении 1-1 (рис. 4), расположенном на продолжении трещины (рис. 3,а), можно отметить, что с увеличением длины трещины растягивающие напряжения σ_y (поперек волокон древесины) у ее вершины возрастают. Наличие здесь подобного рода напряжений свидетельствует о том, что в вершине трещины, помимо сдвига, будет происходить отрыв поперек волокон древесины. Это значит, что в процессе эксперимента значения K_{II} будут занижены, так как старт трещины наступит при нагрузке меньшей, чем в случае «чистого» сдвига.

В результате расчетов для каждого значения l/L определялось соответствующее значение J - интеграла. Коэффициент интенсивности напряжений K_{II} определялся согласно [3] по формуле:

$$K_{II}^M = \sqrt{\frac{J_{II}}{c_2}} \tag{2}$$

где K_{II}^M – коэффициент интенсивности напряжений при кососимметричном напряженно-деформированном состоянии, определяемый по значениям J_{II} ;
 J_{II} – значения, полученные расчетным путем;
 c_2 – величина, характеризующая механические свойства материала:

$$c_2 = \left(\frac{a_{11}}{\sqrt{2}}\right) \left[\left(\frac{a_{22}}{a_{11}}\right)^{1/2} + \frac{2a_{12} + a_{66}}{2a_{11}} \right]^{1/2} \tag{3}$$

где $a_{11} = 1/E_x$; $a_{22} = 1/E_y$; $a_{12} = -\nu_{xy}/E_y = -\nu_{yx}/E_x$; $a_{66} = 1/G_{xy}$;
 E_x, E_y – модуль упругости вдоль и поперек волокон древесины;
 G_{xy} – модуль сдвига;
 ν_{yx}, ν_{xy} – коэффициенты поперечной деформации.

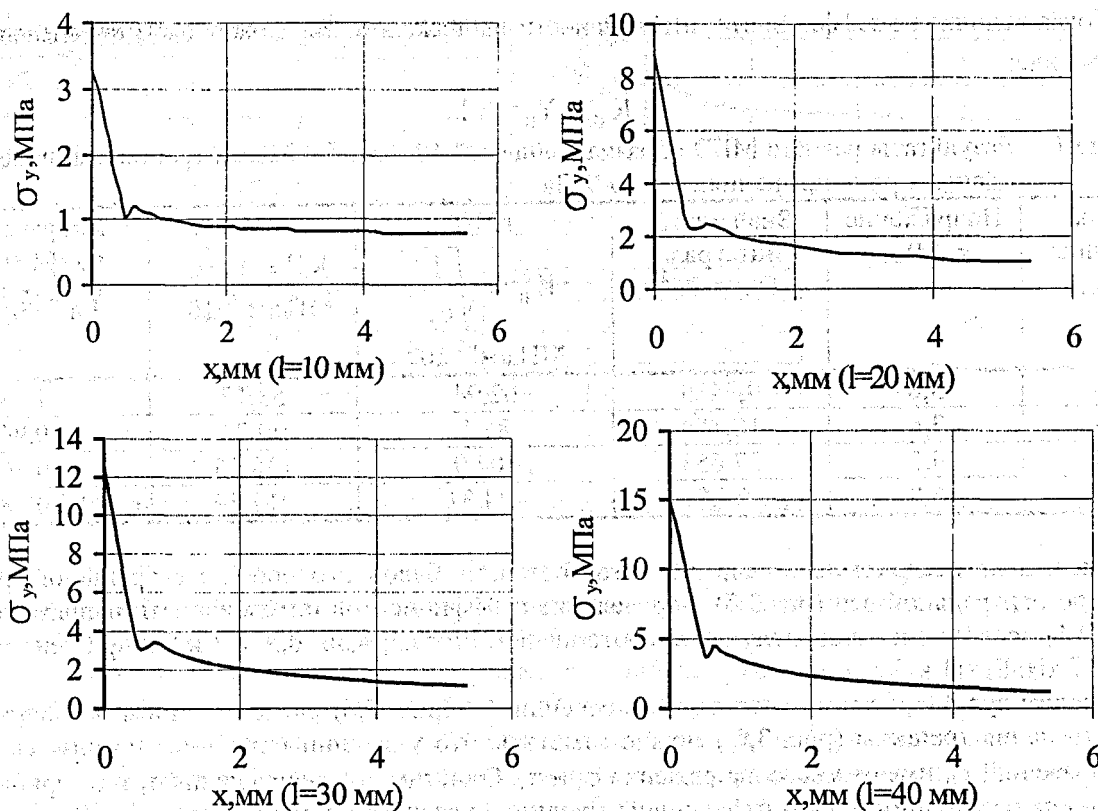


Рисунок 4 – Напряженное состояние призматического образца с боковыми трещинами поперечного сдвига в сечении 1-1

Согласно [3], коэффициент интенсивности напряжений K_{II} для бесконечной пластинки с трещиной, подверженной поперечному сдвигу, равняется

$$K_{II}^{\Phi} = \tau \sqrt{\pi l}, \quad (4)$$

где τ – номинальные касательные напряжения, действующие вдоль трещины;
 l – длина трещины.

В нашем случае величина τ определялась в предположении равномерного распределения напряжений по площадке скалывания из выражения:

$$\tau = \frac{\sigma h}{c}, \quad (5)$$

где c – длина площадки скалывания (рис. 3,а).

С целью получения более простой формулы по определению коэффициента интенсивности напряжений K_{II} нами был введен к формуле (4) поправочный коэффициент Y_{II} , численно равный

$$Y_{II} = \frac{K_{II}^M}{\tau \sqrt{\pi l}}, \quad (6)$$

где K_{II}^M – коэффициент интенсивности напряжений определяемый по формуле (2);

τ – скалывающие напряжения, определяемые по формуле (5);

l – длина трещины.

Результаты расчетов по определению Y_{II} приводятся в табл. 1.

В результате аппроксимации значений Y_{II} было получено следующее выражение:

$$Y_{II} = 1,435 - 2,184 \frac{1}{L} + 0,96 \left(\frac{1}{L} \right)^2, \quad (7)$$

Тогда величина коэффициента интенсивности напряжений K_{II} может быть определена в следующем виде:

$$K_{II} = Y_{II} \tau \sqrt{\pi l} \quad (8)$$

Таблица 1 – Результаты расчёта МКЭ образца толщиной 40 мм с боковыми трещинами поперечного сдвига, при напряжениях $\sigma = 10$ МПа.

Длина трещины l , мм	Напряжение τ , МПа	Значение J-интеграла H мм 10^{-2}	КИН $K_{II}^M = \sqrt{\frac{J}{c_2}}$, МПа \cdot мм $^{1/2} \cdot 10^{-2}$	КИН $K_{II}^\Phi = \tau \sqrt{\pi l}$, МПа \cdot мм $^{1/2} \cdot 10^{-2}$	Поправочный коэффициент $Y_{II} = K_{II}^M / K_{II}^\Phi$
10	3,0	9,9489	62,94	53,17	1,18
20	3,6	18,184	85,1	90,24	0,94
30	4,5	27,653	104,9	138,15	0,76
40	6,0	38,8	124,31	212,69	0,58

Численные исследования напряженного состояния балочного образца с трещиной, расположенной по нейтральной оси (рис.3.б), определение коэффициентов интенсивности напряжений K_{II} и значений J_{II} проводились для следующих соотношений $l/B=0,2; 0,36; 0,5; 0,7$ и $0,9$ при действии усилий $F_1=17$ кН, $F_2=11$ кН.

Анализируя напряженное состояние в сечении 4-4 (рис. 5,6) расположенном по направлению распространения трещины (рис. 3,б), можно отметить, что у вершины трещины помимо скалывающих напряжений τ_{xy} имеют место напряжения σ_x и σ_y . Отметим, что напряжения σ_x и σ_y приближаются к нулю на расстоянии 0,5 мм от вершины трещины и зависят от длины трещины. С увеличением длины трещины напряжения σ_y даже меняют знак и возрастают по абсолютной величине (рис. 6). При малых длинах в вершине трещины имеет место незначительный отрыв поперек волокон древесины, а с увеличением длины трещины, т.е. приближении к линии опоры или же усилию (рис. 3.б), сказывается их локальное воздействие, что и приводит к появлению сжатия поперек волокон. Значения касательных напряжений τ_{xy} в вершине трещины при $2l = 80$ мм на два порядка больше величины растягивающих напряжений σ_y , действующих поперек волокон древесины, чего нельзя было сказать о призматических образцах с боковыми трещинами поперечного сдвига, и на порядок ниже тех же напряжений σ_y , но уже сжимающих, при $2l = 154$ мм.

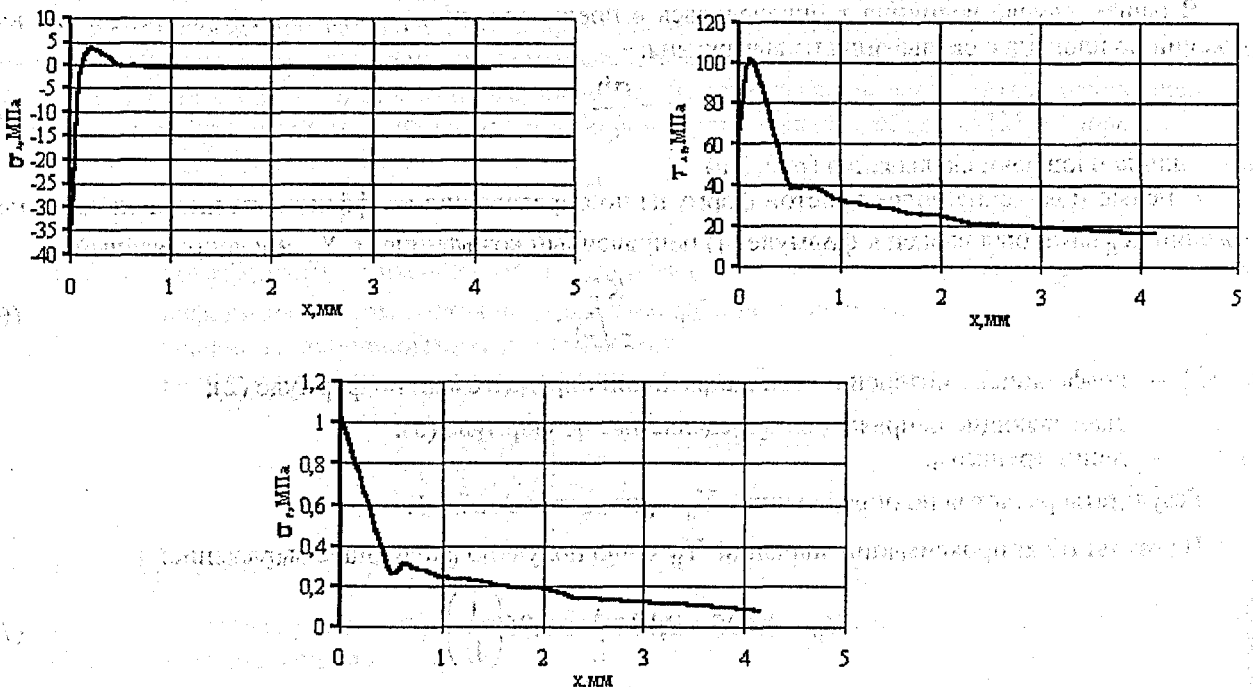


Рисунок 5 – Напряженное состояние балочного образца с трещиной длиной $2l = 80$ мм в сечении 4-4

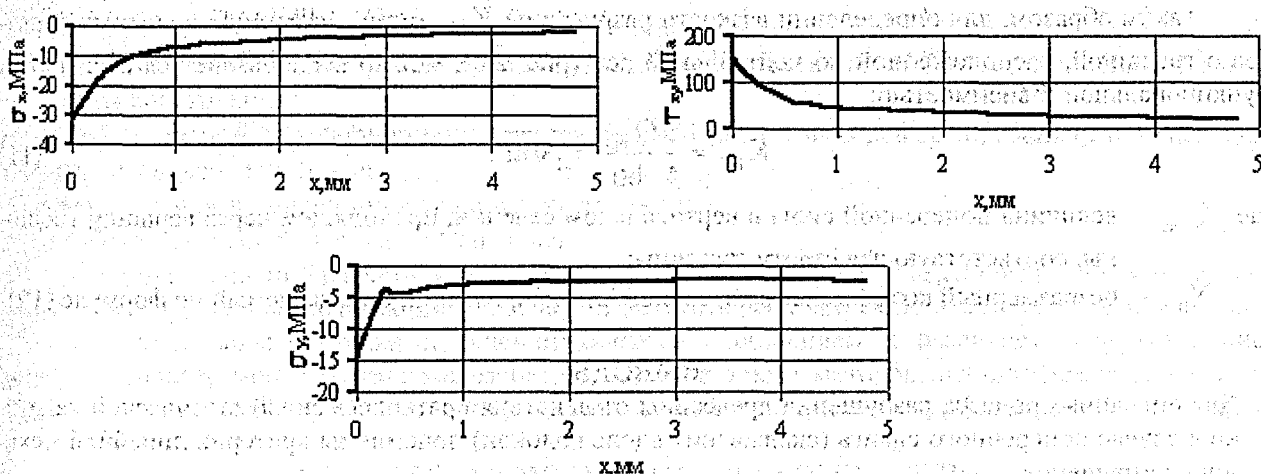


Рисунок 6 – Напряженное состояние балочного образца с трещиной длиной $2l = 154$ мм в сечении 4-4

Таким образом, балочные образцы с трещиной, расположенной по нейтральной оси, являются более предпочтительными при экспериментальном определении характеристик трещиностойкости древесины для случая поперечного сдвига (рис. 2б), чем призматические образцы с боковыми трещинами (рис. 2а). Что же касается самих балочных образцов, то наиболее удачными, с точки зрения «чистоты» эксперимента по определению трещиностойкости древесины при поперечном сдвиге, являются образцы с длиной трещины $2l = 80$ мм, так как здесь практически моделируется «чистый» сдвиг.

В результате расчетов балочных образцов, величины коэффициентов интенсивности напряжений K_{II} для каждого соотношения l/B определялись через соответствующие значения J-интеграла по формуле (2). Как и в случае образцов с боковыми трещинами, здесь был введен поправочный коэффициент Y_{II} , определяемый по формуле (6), в которой касательные напряжения τ принимались исходя из выражения:

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{Q}{2hb}, \quad (9)$$

где Q – величина поперечной силы в вертикальном сечении балочки, расположенном у вершины трещины;

$2h; b$ – соответственно высота и ширина сечения балочки (рис. 3б).

Результаты расчетов балочного образца с трещиной, расположенной по нейтральной оси, по определению Y_{II} приведены в табл. 2.

Таблица 2 – Результаты расчёта МКЭ балочного образца толщиной 30 мм с трещиной по нейтральной оси, при напряжениях $\tau = 6$ МПа.

Длина трещины l , мм	Длина участка с постоянной поперечной силой $Q/2B$, мм	Значение J-интеграла H мм 10^{-2}	КИН $K_{II}^M = \sqrt{\frac{J}{c_2}}$, МПа·м ^{1/2} · 10^{-2}	КИН $K_{II}^\Phi = \tau\sqrt{\pi l}$, МПа·м ^{1/2} · 10^{-2}	Поправочный коэффициент $Y_{II} = K_{II}^M / K_{II}^\Phi$
22	220	71,4233	168,6611	157,7	1,069506
34		1,13,161	212,2967	196,1	1,082594
40		139,7049	235,8852	212,7	1,109004
55		215,8147	293,1806	249,4	1,175544
77		335,9895	365,8118	295,1	1,23962
99		379,482	388,7679	334,6	1,161889

В результате аппроксимации значений Y_{II} было получено следующее выражение:

$$Y_{II} = 1,1748 - 1,1428(l/B) + 3,5664(l/B)^2 - 2,5699(l/B)^3, \quad (10)$$

Таким образом, для определения вязкости разрушения K_{IIc} путем испытания балочных образцов с трещиной, расположенной по нейтральной оси (рис. 2.6), можно воспользоваться следующей функциональной зависимостью:

$$K_{IIc} = \frac{3 Q_{max}}{4 bh} Y_{II} \sqrt{\pi l}, \quad (11)$$

где Q_{max} — величина поперечной силы в вертикальном сечении, проходящем через вершину трещины, соответствующая старту трещины;

Y_{II} — безразмерный коэффициент интенсивности напряжений, определяемый по формуле (10).

ВЫВОДЫ

1. Для описания процесса разрушения древесины от действия кратковременной статической нагрузки в случае поперечного сдвига (скалывания вдоль волокон) приемлемы критерии линейной механики разрушения.
2. Полученные методом конечных элементов зависимости коэффициентов интенсивности напряжений K_{II} для балочных и призматических образцов могут быть использованы для определения вязкости разрушения древесины K_{IIc} .

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 25.506 — 85 Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний материалов. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. — М.: Издательство стандартов, 1985 — 61 с.
2. Панасюк В.В. Механика разрушения и прочность материалов. Т.2. Киев, Наукова думка, 1988, — 620 с.
3. Механика хрупкого разрушения. Г.П. Черепанов — М.: издательство "Наука", Главная редакция физико-математической литературы, 1974 — 640 с.
4. Писаренко Г.С., Науменко В.П. Экспериментальные методы механики разрушения материалов// Физ.-хим. Механика материалов. — 1982. — № 2. — с. 28-41.

УДК 624.014.2

Новиков В.Е.

ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНАЯ МОДЕЛЬ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОИЗВОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

1. ВВЕДЕНИЕ

Определение напряженно-деформированного состояния стержневого элемента в линейной постановке представляет собой прямую краевую задачу пространственной теории упругости. Решение задачи сводится к решению системы дифференциальных уравнений в частных производных. Точное аналитическое решение даже линейной задачи в общем виде затруднительно, в связи с чем прибегают к различным упрощениям или приближенным методам решения. К ним отнесем наиболее известные метод взвешенных невязок, метод Бубнова-Галеркина, метод Релея-Ритца, метод конечных элементов, метод граничных элементов. Решение некоторыми методами данной задачи с учетом физической и геометрической нелинейностей также возможно, но более сложно, чем линейной.

Другой подход состоит в сведении геометрически нелинейной объемной задачи (3d) пространственной теории пластичности к физически нелинейной плоской задаче (2d) и геометрически нелинейной одномерной задаче (1d). При решении двумерной задачи обычно рассматривается поперечное сечение, а при одномерной — продольная ось стержневого элемента.

В расчетной модели рассматривается стержневой элемент, который:

- прямолинеен, не имеет начальных деформаций;
- имеет произвольное односвязное поперечное сечение нормальное продольной оси X ;
- воспринимает крутящий M_x и изгибающие моменты в двух плоскостях M_y, M_z , продольное усилие N_x .

Предлагаемая расчетная модель описывает напряженно-деформированное состояние произвольного односвязного стального поперечного сечения (рис. 1), представляет собой систему интегральных уравнений и включает в себя:

- уравнения равновесия внешних и внутренних усилий в сечении;
- кинематические законы распределения деформаций в сечении в упругопластической стадии работы конструкции;
- зависимости между деформациями и напряжениями (диаграммы деформирования), в общем виде немонотонные и негладкие;
- зависимости деформационной теории пластичности;
- классическую теорию кручения Сен-Венана.

Система уравнений расчетной модели устанавливает связь между вектором внешней нагрузки f и вектором параметров деформаций u , она может не иметь решений, либо иметь несколько решений.

Расчетная модель стальных сечений является обобщением и развитием деформационной модели, используемой в теории железобетона [3, 9], а также методов, используемых для расчета сечений стальных конструкций по критерию ограниченных пластических деформаций [15, 17, 18].

2. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СТАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Уравнения равновесия:

$$\begin{cases} N_x - \langle \sigma_x \rangle = 0 \\ M_x - \langle \tau_{xy}(z - z_0) - \tau_{xz}(y - y_0) \rangle = 0 \\ M_y - N_x(z_N - z_0) - \langle \sigma_x(z - z_0) \rangle = 0 \\ M_z - N_x(y_N - y_0) - \langle \sigma_x(y - y_0) \rangle = 0 \end{cases} \Leftrightarrow f - F(u) = 0,$$

- где f — вектор нагрузок на сечение;
- $F(u)$ — вектор-функция внутренних усилий в сечении;
- $u = \{\epsilon_{0x}, k_x, k_y, k_z\}^T$ — вектор параметров деформаций;
- $\sigma_x = \sigma_x(y, z)$,
- $\tau_{xy} = \tau_{xy}(y, z)$,
- $\tau_{xz} = \tau_{xz}(y, z)$ — функции нормальных и касательных напряжений;
- y, z — координаты рассматриваемой точки сечения;
- y_N, z_N — координаты точки приложения продольного усилия N_x ;
- y_0, z_0 — координаты центра сопротивления изгибу сечения (может не совпадать с центром тяжести и с центром сдвига сечения, на рис. 1 — точка O).

Здесь и далее принято обозначение интегрирования по поперечному сечению:

$$\langle \bullet \rangle = \int_A \bullet dA.$$

Распределение относительных деформаций в сечении в упругой стадии:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \epsilon_{0x} - k_y(z - z_0) - k_z(y - y_0), \quad \epsilon_y = \epsilon_z = -\mu \epsilon_x, \\ \gamma_{xy} &= k_x(\varphi_y - (z - z_0)), \quad \gamma_{xz} = k_x(\varphi_z + (y - y_0)), \end{aligned}$$

где $\varphi = \varphi(y, z)$ — функция кручения Сен-Венана (функция депланации), а также здесь и далее принято обозначение частной производной $\varphi_{,i} = \partial \varphi / \partial x_i$.

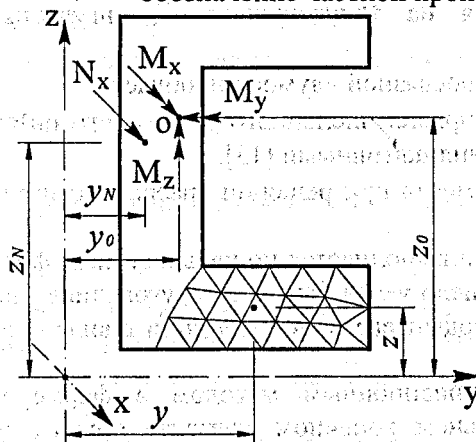


Рисунок 1 — Поперечное сечение стального стержня

Очевидно, что продольные деформации подчиняются гипотезе плоских сечений (гипотеза Бернулли-Эйлера).

В предлагаемой расчетной модели принимается также следующее допущение: распределение относительных деформаций в упругопластической стадии эквивалентно их распределению в упругой стадии.

Кроме приведенных зависимостей, в расчетную модель входят также диаграммы деформирования материалов $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$, связывающие интенсивности деформаций и напряжений. Функция интенсивности деформаций:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i(y, z) = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{2(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2)}.$$

Интенсивности напряжений определяются по диаграммам деформирования материалов, которые можно получить из зависимостей $\sigma_t = \varepsilon_t$ одноосного растяжения материалов:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_i + \frac{1-2\mu}{E} G \varepsilon_i, \quad \sigma_t = \sigma_i,$$

где μ — коэффициент Пуассона в упругопластической стадии.

В общем виде коэффициент Пуассона может быть переменным и представлять собой функцию $\mu = \mu(x, y)$. Например, можно использовать функцию:

$$\mu = 0.5 - \frac{0.5 - \mu_{el}}{E} \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t},$$

где μ_{el} — коэффициент Пуассона материала в упругой стадии.

Из уравнений Генки-Ильюшина деформационной теории пластичности с учетом $\sigma_y = \sigma_z = 0$ (отсутствие давления между соседними продольными волокнами) имеем выражение для нормального напряжения в упругопластической стадии:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} (\varepsilon_x - \varepsilon_0).$$

В формулах σ_0 и ε_0 — средние напряжение (гидростатическое) и деформация.

Касательные напряжения в упругопластической стадии:

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_i}{3E_i} \gamma_{xy}, \quad \tau_{xz} = \frac{\sigma_i}{3E_i} \gamma_{xz}.$$

Определение функции кручения, как известно, сводится к однородной задаче Неймана:

$$\Delta \varphi = 0$$

при краевом условии, выражающем отсутствие нагрузки на контуре сечения:

$$\varphi_{,n} = z \cos \alpha - y \sin \alpha = z n_y - y n_z,$$

где Δ — двумерный оператор Лапласа;

n, α — нормаль к контуру сечения и угол ее наклона к оси Y .

Кроме того, считается справедливым условие $\langle \varphi \rangle = 0$.

3. ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ

Предварительно поперечное сечение разбивается на треугольники. Триангуляция дает следующие преимущества:

- достаточная точность аппроксимации произвольной односвязной двумерной области;
- эффективность использования немультимпликативных правил численного двумерного интегрирования по треугольным областям по сравнению с мультипликативными [13];
- использование треугольника в качестве конечного элемента при решении краевой задачи в сечении методом конечных элементов.

Численное интегрирование по поперечному сечению выполняется по квадратурным формулам Гаусса для треугольника. Максимальное реализованное число узлов Гаусса в треугольнике равно 13, что дает точное значение определенного интеграла для подинтегральной функции в виде полинома 7-й степени и позволяет уменьшить число треугольников.

Определение функции кручения выполняется вариационным методом в форме метода конечных элементов [10]. Функция формы на треугольном конечном элементе принята в виде полинома второй степени.

Для решения системы нелинейных уравнений модели можно использовать методы дискретного или непрерывного продолжения по параметру, а также их сочетания.

Методы дискретного продолжения по параметру (МДПП) являются итерационными, наиболее часто используются метод простой итерации, метод Ньютона-Рафсона и его модификации, обобщенный метод секущих, квазиньютоновские методы. В нашем случае некоторые из перечисленных методов имеют физическую интерпретацию в виде методов переменных параметров упругости [4], дополнительных нагрузок [11], дополнительных деформаций [5], комбинированного метода [15]. Заметим, что перечисленные варианты метода упругих решений [11] являются более общими и могут использоваться не только при сведении задачи к системе нелинейных уравнений.

В качестве первого приближения вектора параметров деформаций u в МДПП выгоднее принять не нулевые значения, а значения полученные из упругого расчета:

$$u = \langle d \rangle^{-1} f,$$

где симметрическая матрица:

$$d = d(y, z) = \begin{matrix} N_x & \begin{matrix} E & 0 & E(z-z_0) & E(y-y_0) \\ & d_{22} & 0 & 0 \\ & & E(z-z_0)^2 & E(y-y_0)(z-z_0) \\ M_z & \text{симметрично} & & E(y-y_0)^2 \end{matrix} \end{matrix}$$

$$d_{22} = G[\varphi_z(y-y_0) - \varphi_y(z-z_0) + (y-y_0)^2 + (z-z_0)^2].$$

Нулевые элементы матрицы жесткости сечения $\langle d \rangle$ указывают на отсутствие взаимовлияния (при принятых нами допущениях) соответствующих силовых факторов.

Для метода Ньютона-Рафсона (МНР), имеющего квадратичную скорость сходимости, новый вектор деформаций на i -той итерации определяется:

$$u_{(i+1)} = u_{(i)} - J_{(i)}^{-1}[f - F(u_{(i)})],$$

где $J_{(i)}^{-1}$ – матрица, псевдообратная матрице Якоби.

Заметим, что введение псевдообратной матрицы (Мура-Пенроуза) [6] для матрицы Якоби, вместо обычной обратной, позволяет продолжать решение в случаях, когда $J_{(i)}$ становится особенной ($\det(J_{(i)}) = 0$). Например, это происходит, когда одна из нагрузок не равна нулю. Этого можно избежать фиктивным введением малых значений других нагрузок, однако принятие таких значений не очевидно.

Неплохую скорость при тестировании показали методы, имеющие более высокий, чем второй порядок [16]. Например, применяя однажды многоточечную рекуррентную формулу для МНР, имеем метод уже 3-его порядка:

$$u_{(i+1)} = \lambda_{(i)} - J_{(i)}^{-1}\psi(\lambda_{(i)}), \lambda_{(i)} = u_{(i)} - J_{(i)}^{-1}\psi(u_{(i)}), \psi(u_{(i)}) = f - F(u_{(i)}).$$

Методы непрерывного продолжения по параметру (МНПП) более медленные, но позволяют проследить напряженно-деформированное состояние сечения на всей истории нагружения, что в том числе дает возможность учесть временные процессы – коррозию, влияние температуры и др. Кроме того, некоторые из них позволяют исследовать “запредельную” работу сечения и найти все возможные решения. Наиболее часто используются методы Эйлера (метод последовательных нагружений), явные и неявные методы Рунге-Кутты различных порядков, метод длины дуги (arc-length).

В постановке Давиденко Д.Ф. [8] МНПП для решения системы нелинейных уравнений имеет вид:

$$\frac{du}{dt} = -J^{-1}(u) \frac{df(t)}{dt}.$$

Принимая пропорциональное нагружение $f(t) = t f$, где t – параметр $0 < t \leq 1$ имеем:

$$\frac{du}{dt} = -J^{-1}(u) f.$$

Это есть система обыкновенных линейных относительно производной дифференциальных уравнений (ОДУ) первого порядка. Неизвестная вектор-функция параметров деформаций $u(t)$ удовлетворяет начальным условиям:

$$u(t_0) = u(0) = 0,$$

что соответствует начальному ненагруженному состоянию сечения.

Данная постановка задачи является методом непрерывного продолжения решения по параметру и сводится к интегрированию задач Коши.

При использовании одношагового метода Рунге-Кутты второго порядка [2] вектор параметров деформаций на шаге $n+1$:

$$u_{n+1} = u_n - k_2 + O(h^3)$$

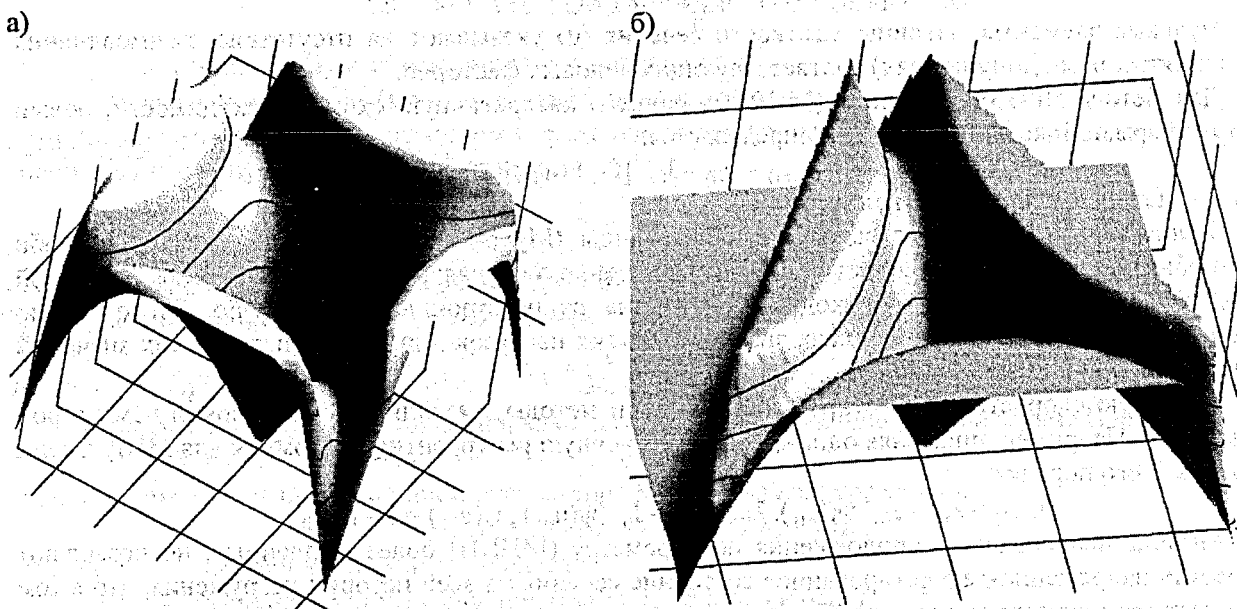
$$k_1 = \Delta t_n \varphi(u_n), k_2 = \Delta t_n \varphi(u_n - 0.5 k_1), \Delta t_n = t_{n+1} - t_n,$$

где $\varphi(u_n) = \Gamma^{-1}(u_n) f$ – правая часть системы ОДУ, $O(h^3)$ – погрешность метода.

Приведенные алгоритмы реализованы в компьютерной программе FPLASTIC, состоящей из расчетного модуля и интерфейсного модуля, интегрированного в пре-постпроцессор FEMAP, и служащего для ввода исходных данных и анализа результатов.

Качественное распределение интенсивностей напряжений в упругопластической стадии для некоторых сечений при действии только крутящего момента M_x приведено на рис. 2. Для закона деформирования принята диаграмма Прандтля, горизонтальные участки поверхностей соответствуют зонам развития пластических деформаций. Сходимость решения при использовании МНР достигнута за три итерации, при евклидовой норме относительной погрешности невязки нагрузок и внутренних усилий в сечении, равной 0.001.

Распределение интенсивностей напряжений соответствует распределению, полученному для упругопластического кручения другими методами [0, 7, 12, 14].



а) для квадратного сечения; б) для сечения в виде равностороннего треугольника

Рисунок 2 – Поверхности интенсивностей напряжений в упругопластической стадии при действии M_x

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аннин Б.Д., Черепанов Г.П. Упруго-пластическая задача. – Новосибирск. Наука, 1983. – 238с.
2. Арушанян О.Б., Залеткин С.Ф. Численное решение обыкновенных дифференциальных уравнений на Фортране. – М.: Изд-во МГУ, 1990. – 336 с.
3. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. Общий метод расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон, № 5, 1987. – с. 13–17.
4. Биргер И.А. Круглые пластинки и оболочки вращения. – М.: Оборонгиз, 1961. – 367с.
5. Биргер И.А. Расчет конструкций с учетом пластичности и ползучести // «Известия АН СССР. Механика», 1965, №2, с. 113–119.
6. Гантмахер Ф.Р. Теория матриц. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1967. – 576с.
7. Гловински Р., Лионс Ж.П., Трёмольер Р. Численное исследование вариационных неравенств. – М.: Мир, 1979. – 574с.
8. Давиденко Д.Ф. О приближенном решении систем нелинейных уравнений // Укр. мат. журн. – 1953. – Т. 5, №2. – с. 196–206.
9. Залесов А.С., Чистяков Е.А., Ларичева И.Ю. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил // Бетон и железобетон, №5, 1996. – с. 16–18.

10. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 542с.
11. Ильюшин А.А. Пластичность. – М.: Гостехиздат, 1948. – 376с.
12. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1969. – 420с.
13. Лазовский Д.Н., Глухов Д.О. Численный анализ расчетной модели нормального сечения железобетонной конструкции проекта СНБ 5.03.01-98 // Материалы 54-ой международной научно-технической конференции «Вклад вузовской науки в развитие приоритетных направлений производственно-хозяйственной деятельности» – Часть 7. – Минск: БГПА, 2000. – с. 9.
14. Панагиотопулос П. Неравенства в механике и их приложения. Выпуклые и невыпуклые функции энергии: Пер. с англ. – М.: Мир, 1989. – 494с.
15. Потапкин А.А. Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций. – М.: Транспорт, 1984. – 200с.
16. Трауб Дж. Итерационные методы решения уравнений: Пер. с англ. – М.: Мир, 1985. – 264с.
17. Чернов Н.Л., Артюшкин И. А., Купченко Ю. В., Шебанин В. С. Расчет элементов стальных стержневых систем за пределами упругости по деформированной схеме // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1991, №2. – с. 3–7.
18. Чернов Н.Л., Шебанин В.С., Купченко Ю.В., Ебрахим Валид, Артюшкин И.А. Прочность сечений стальных тонкостенных стержней при ограниченных пластических деформациях // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1990. – №4. – с. 1–5.

УДК 614.841.33

Полейко Н.Л., Осос Р.Ф., Ковшар С.Н., Гуров И.Н., Бондарович А.И., Ильющенко М.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ С УТЕПЛИТЕЛЕМ ИЗ МИНЕРАЛЬНОЙ ВАТЫ

Трехслойные панели включают в себя две обшивки из тонколистового проката и приклеиваемый к ним средний слой из минераловатных плит с поперечно-ориентированными волокнами, обеспечивающий совместную работу обшивок (далее - панели).

Панели предназначены для устройства наружных и внутренних стен, а также покрытий общественных, административных, производственных, бытовых зданий и сооружений с сухим или нормальным влажностным режимом помещений, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре наружной поверхности панели от минус 65 °С до плюс 75 °С, температуре внутренней поверхности панели до плюс 30 °С, при относительной влажности воздуха внутри помещения не более 65%, а также зданий и помещений холодильных и морозильных камер.

Основными конструкционными требованиями, предъявляемыми к металлическим трехслойным панелям с утеплителем из минеральной ваты, является прочность и деформативность. Эти два показателя зависят от вида применяемых материалов – минеральной ваты и стального листа, геометрических размеров панели и качества изготовления изделий. Проведение исследований трехслойных металлических панелей с утеплителем из минеральной ваты позволят установить зависимости влияния на прочность и деформативность различных типов минеральной ваты, клея и прочность сцепления металлических листов с утеплителем при изготовлении панелей на различных технологических линиях.

Программа испытаний включает испытание панелей согласно ТУ РБ 37430847.166-98 «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит», анализ результатов, полученных теоретическим расчетом, реализованном в ППП «Лира».

Испытания на прочность и обработка результатов производится по утвержденным методикам, разработанных на основании Европейских рекомендаций ECCS/CIB и требований стандартов EN, DIN, ASTM, относящихся к испытанию теплоизоляционных материалов и конструкций.

Виртуальные испытания плиты минеральной трехслойной (приведен пример расчета плиты ППС 3200×1190×100) ведется на основе физико-механических характеристик составляющих плиту материалов, полученных лабораторным путем (см. табл. 1). В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Расчетные сочетания напряжений для пластинчатых элементов выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок. При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики загружений:

загружение 1 - статическое нагружение:

а) 0,220 т/м² разрушающая равномерно распределенная нагрузка, выдержанная плитой в результате натурных испытаний;

б) 0,285 т/м² собственный вес плиты.

Генерация плиты происходила с шагом вдоль оси X-0,375 м, вдоль оси Y-0,1 м. Жесткостные характеристики плиты определялись в лабораторных условиях и составили: 1. Приведенный модуль упругости = 1,2Е⁴ т/м². 2. Коэффициент Пуассона = 0,1. 3. Толщина панели = 0,1 м. 5. Длина панели 3 м. 6. Ширина панели 1,5 м. 7. Удельный приведенный вес панели = 1,5 т/м³.

Испытание минеральной ваты по показателям плотности, прочности на сжатие при 10 % деформации и прочности сцепления между слоями проводились согласно ГОСТ 17177-94 «Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний» на образцах, отобранных из готовых панелей. Для определения плотности из минераловатных плит изготавливались образцы правильной геометрической формы в виде куба с размерами в плане 100x100 мм. Образцы высушивались до постоянной массы, измерялись геометрические размеры и взвешивались. Прочность на сжатие при 10 % деформации определялась на образцах размером 100x100x100 мм. Результаты испытаний минеральной ваты приведены в табл. 1.

Панель минераловатная показала следующие критические усилия и реакции (см. рис. 1-4):

Разрушение панели может происходить по 2-м характерным критериям:

№1. - в приопорной зоне в результате работы минеральной ваты на сдвиг.

№2. - в срединной зоне панели в результате потери местной устойчивости металлической обшивки из своей плоскости (из за нарушения адгезии «вата ~ обшивка»).

Таблица 1 – Сравнительные испытания минеральной ваты

Наименование минеральной ваты	Плотность, кг/м ³	Прочность на сжатие при 10 % деформации, МПа	Прочность сцепления между слоями, МПа
Парок (стандарт)	106	0,038	0,061
Парок 85	88,8	0,024	0,085

Таблица 2 – Результаты виртуальных исследований плиты минераловатной трехслойной 1ПС 3200x1190x100

№ п/п	Значения усилий и реакций в панели		
	Перемещения (мм)	Изгибающий момент (кН*М)	Поперечная сила (кН)
1	444,96	7,66	6,45

Так: №1. Усилия в приопорной зоне в минераловатной панели составляет: $R_{cont} = 6450/100/375 = 0,172$ (МПа).

№2. Усилия в срединной части панели составляет: $R_{cont} = 7660000 / (100/375/75) = 2,720$ (МПа).

Натурное разрушение панели 1ПС 3200x1190x100 (Парок ст. у.з.) произошло по типу №1, что предполагает слабую сопротивляемость минеральной ваты на сдвиг (срез) и достаточно высокие адгезионные характеристики клеящего материала.

Эксплуатационная нагрузка при условии прогиба $< (1/500)l_0$ составила 0,125 т/м² (см. рис. 1).

Проведенные комплексные исследования панелей металлических из минеральной ваты Парок стандарт, Парок 85, изготовленных СП «Изобудпромстрой» ООО, согласно ТУ РБ 37430847.166-98 «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит. Технические условия», показали следующее:

Таблица 3 – Несущая способность и деформативность металлических панелей толщиной 100 мм с утеплителем из минеральной ваты

№ п/п	Тип панелей (утеплитель)	Нагрузка при прогибе 1/150, кН/м ²			Разрушающая нагрузка, кН/м ²		
		обр. 1	обр. 2	Ср. знач.	обр. 1	обр. 2	Ср. знач.
1	1ПС 3200x1190x100	1,00	1,00	1,00	2,20	2,20	2,20
2	1ПС 3200x1200x100	2,40	2,40	2,40	3,25	3,30	3,275
3	1ПС 3200x1190x100	2,5	2,5	2,5	2,65	2,65	2,65
4	1ПС 3200x1200x100	3,00	3,00	3,00	3,45	3,50	3,475
5	1ПС 3200x1190x100 (Парок стандарт Новый клей)	2,25	2,25	2,25	2,65	2,65	2,65

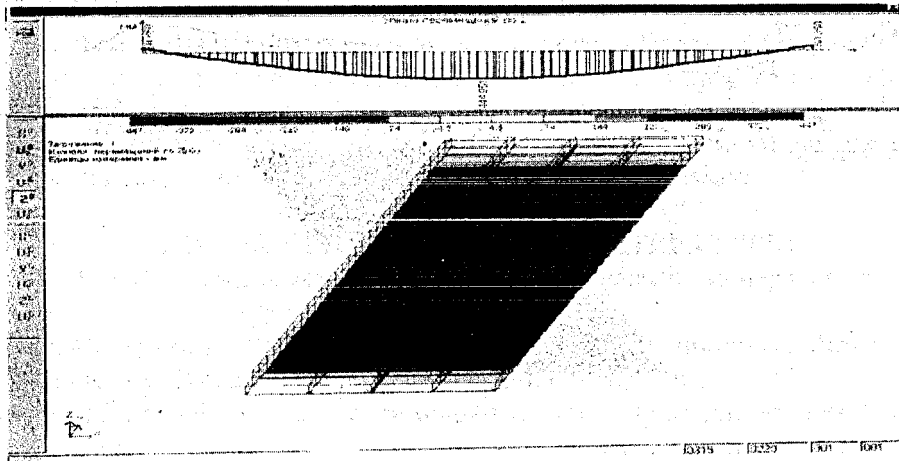


Рисунок 1 – Перемещения панели при исчерпании своей несущей способности. 1ПС 3200×1190×100

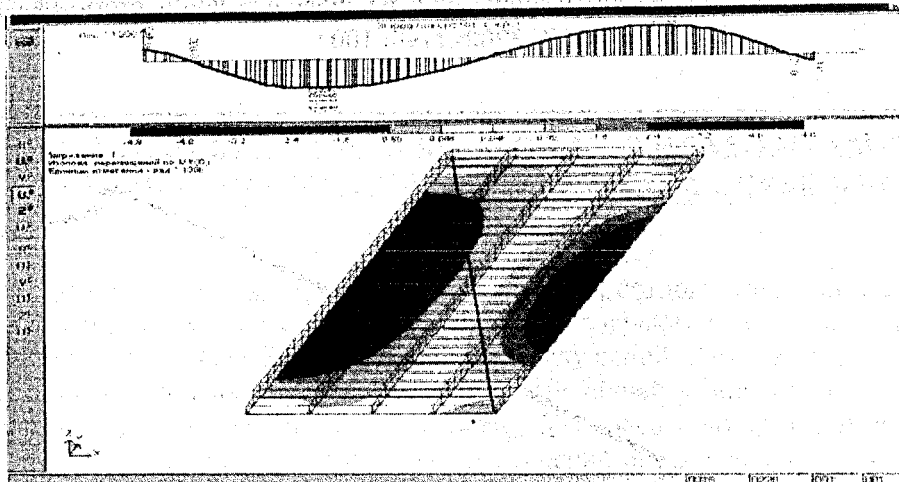


Рисунок 2 – Деформация панели под экстремальной нагрузкой 1ПС3200×1190×100

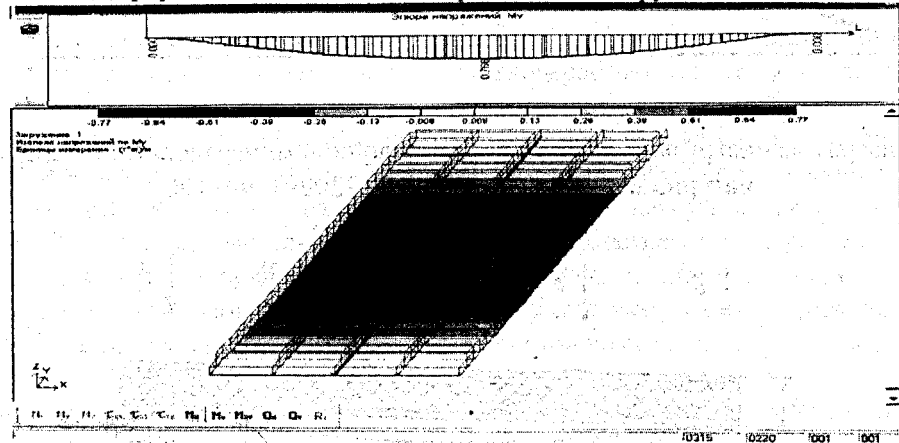


Рисунок 3 – Разрушающий момент M_Y , действующий на сечение, ортогональное оси Y 1ПС 3200×1190×100

1. Результат дублированных исследований несущей способности панелей (натурные исследования и виртуальные исследования) позволяет сделать вывод о близости критических параметров для исследуемых панелей.
2. Прочностные характеристики панелей являются функцией физико-механических характеристик, составляющих ее материалов.
3. Использование математического аппарата позволяет более полно оценить работу конструкции под деструктивной нагрузкой.

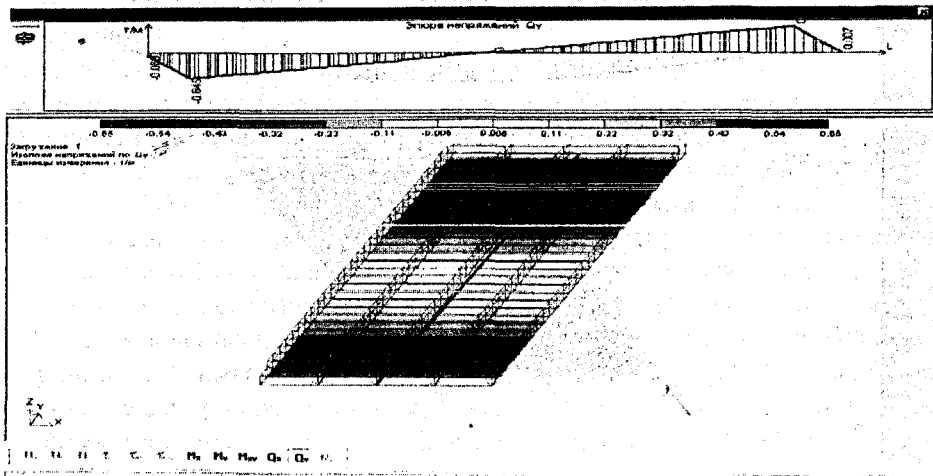


Рисунок 4 – QY критическая перерезывающая сила на опоре в сечении, ортогональном оси Y.
1ПС 3200×1190×100

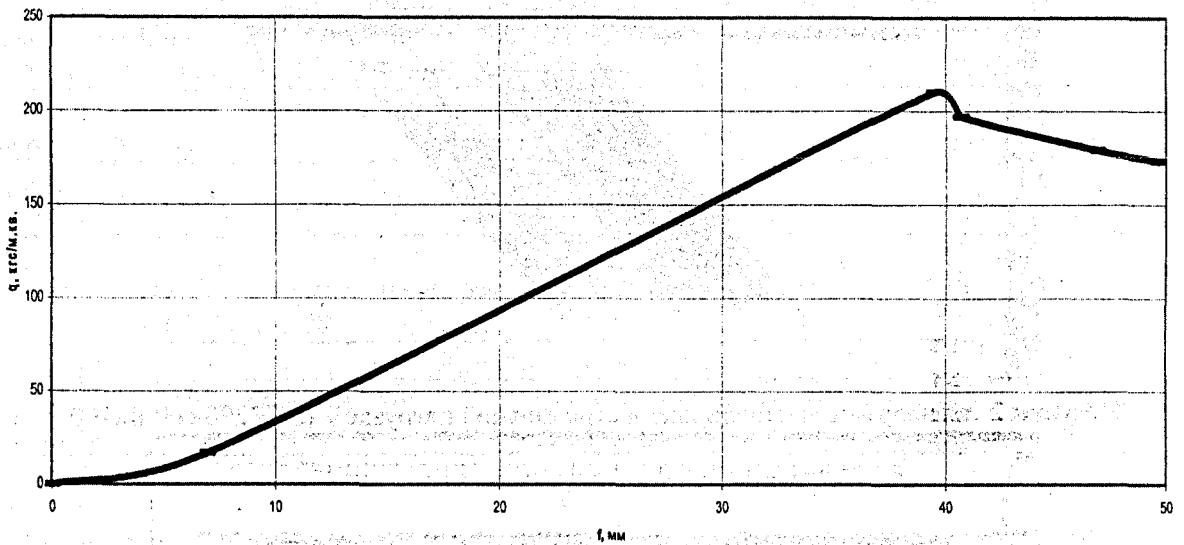


Рисунок 5 – Диаграмма «нагрузка-деформация» трехслойной минераловатной панели, полученная натурными испытаниями. 1ПС 3200×1190×100

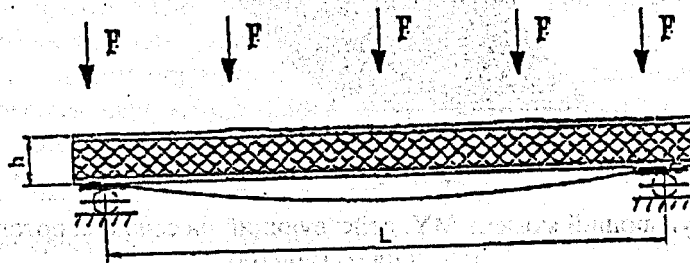


Рисунок 6 – Схема натуральных испытаний панели трехслойной минераловатной.

4. Наибольшей несущей способностью, прочностью при изгибе обладают панели, изготовленные из минеральной ваты Парок 85 (широкий замок) и Парок стандарт (широкий замок).

5. Наибольшей деформативностью (жесткостью), способностью воспринимать нагрузку без прогиба, обладают панели, изготовленные из минеральной ваты Парок 85 (широкий замок).

6. Разрушение панели изготовленной из минеральной ваты Парок 85 (узкий замок) произошло до достижения относительного прогиба 1/150.

7. Панели, изготовленные на первой линии (широкий замок) имеют прочность при изгибе на 31,5 % больше, чем панели, изготовленные на второй линии (узкий замок).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТУ РБ 37430847.166-98 «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит. Технические условия»
2. ГОСТ 17177-94. Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний.
3. ГОСТ 12004. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение.
4. ГОСТ 23486-79. Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия.

УДК 624.012.35

Садовский Ю.И.

ПОДАТЛИВЫЕ СТЫКИ КОЛОНН С ФУНДАМЕНТАМИ В ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ СВЯЗЕВОЙ СХЕМЫ

ВВЕДЕНИЕ

Основные достоинства существующих типов каркасов, которые сложились с момента появления сборных железобетонных конструкций, заключаются в членении на отдельные линейные элементы при достаточно простых способах соединения их между собой. Это создавало возможность независимой унификации элементов каркаса, не нарушая его общей компоновки. Подобный подход к каркасу одноэтажного промышленного здания был вполне оправдан до начала 70-х годов, когда применялись в основном бетоны низких марок, размеры сечений были велики и доля напряжений в бетоне от изгиба мала. Однако с появлением конструкций с высокопрочными бетонами и арматурой темпы снижения материалоемкости конструкций при их независимой унификации стали снижаться.

Дальнейшее снижение материалоемкости конструкций тесно связано с необходимостью совершенствования методов расчета, изучения совместной работы конструкций, поиску новых конструктивных форм и решений каркасов одноэтажных промышленных зданий.

Одним из направлений этих работ является разработка схем каркасов, получивших общее название «каркасов с элементами жесткости». В основе этих схем лежит принцип обеспечения работы большинства колонн и фундаментов в основном на местные вертикальные нагрузки. Каркас здания решается следующим образом. Горизонтальные усилия воспринимаются жесткими в плоскости рамы опорами, остальные колонны опираются на фундаменты податливо (степень податливости зависит от конструктивного решения узла сопряжения колонны с фундаментом). Система жестких опор, установленных в продольном и поперечном направлениях, обеспечивает общую устойчивость здания и восприятие всех горизонтальных усилий. Элементами жесткости могут быть жестко заземленные в фундаментах усиленные (анкерные) колонны, в том числе двухветвевое сечения, пристроенные или встроенные многоэтажные части здания (например, административно-бытовые пристройки), вентиляционные вставки, рампы и т.д.

Многообразие видов элементов жесткости и разнообразие компоновочных схем зданий дает возможность скомпоновать достаточно большое число конструктивных схем каркасов одноэтажных промышленных зданий, реализующих этот принцип.

Одним из первых вариантов каркасов зданий с элементами жесткости явился предложенный Проектным институтом №1 (г. Санкт-Петербург), НИИ бетона и железобетона (г. Москва) и Белорусским политехническим институтом (ныне БНТУ) каркас, в котором роль элементов жесткости выполняют колонны большого сечения, расположенные в плоскости каждой поперечной и продольной рамы, расположенные таким образом в виде креста (каркас с крестом жесткости) [1, 2].

Несколько позже в ЦНИИПромзданий (г. Москва) было предложено решение каркаса с элементами жесткости, в котором роль элементов жесткости выполняют двухветвевые колонны-диафрагмы,

воспринимающие основную часть горизонтальных нагрузок на каркас в плоскости поперечной рамы. В плоскости продольной рамы предусматривается установка вертикальных стальных связей в каждом ряду колонн. При этом установка двухветвевых диафрагм жесткости возможна по расчету не в каждом поперечном ряду, а концентрированно, с созданием ядра жесткости. Большинство остальных (рядовых) колонн устанавливается в стаканые фундаменты со стаканом уменьшенной глубины (при этом сопряжение считается податливым), обеспечивая работу колонн и фундаментов под них на сжатие с небольшими эксцентриситетами [3].

Несмотря на очевидные преимущества новой схемы каркаса, она не получила широкого распространения в связи с нерешенностью ряда научных и проектных вопросов. К их числу в первую очередь относятся вопросы, связанные с компоновочными схемами данного типа зданий и областями их рационального применения, вопросы обеспечения жесткости каркаса колоннами-диафрагмами, разработкой их конструкции и экспериментального исследования, а также вопросы, связанные с разработкой и экспериментальными исследованиями податливых стыков колонн с фундаментами. Применение данной конструктивной схемы зданий рационально также и при реконструкции зданий.

В рамках нового решения каркасов актуальной проблемой является задача изучения и внедрения в практику строительства податливых стыков колонн с фундаментами, которые по своим жесткостным параметрам занимают промежуточное место между жесткими и шарнирными. Использование этих стыков до настоящего времени сдерживается в силу малой изученности их работы и отсутствия методов расчета, особенно в случае их нелинейной работы. Знание действительных величин жесткостных характеристик податливых соединений является одним из ключевых моментов этой проблемы. Не учет действительных параметров соединений ведет к снижению надежности конструкций, необходимости предусматривать запасы несущей способности, перерасходу материалов.

РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ СТЫКОВ И ИХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

В практике отечественного и зарубежного строительства для соединения сборных железобетонных колонн с фундаментами применяют монолитные (с передачей усилия через железобетон благодаря замоноличиванию), сборные (с передачей усилия посредством стальных закладных деталей, соединенных на сварке) и сборно-монолитные (с передачей усилия частично через железобетон, частично через закладные детали).

Классификационная схема основных видов узлов сопряжения колонн с фундаментами показана в табл. 1.

Стык колонны с фундаментом стаканного типа (вид 1) широко применяют в связи с его достоинствами – отсутствием металлических закладных деталей, выпусков арматуры, небольшой чувствительностью к неточностям изготовления сопрягаемых элементов. Основные же недостатки стаканного стыка – повышенный расход материалов на фундаменты из-за необходимости устраивать стаканную часть, наличие перерыва в процессе монтажа конструкций, вызванного необходимостью выдерживания бетона замоноличивания до приобретения им 70 % проектной прочности.

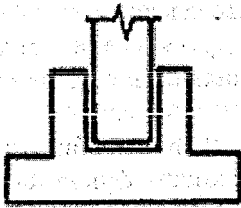
Все остальные стыки относятся к бесстаканным стыкам колонн с подколонником фундаментов такого же или несколько большего поперечного сечения.

Стык вида 2 широко распространен в строительстве во Франции, Германии, Югославии, Голландии и США [4]. Он основан на замоноличивании полимерраствором арматурных выпусков из тела колонны в отверстиях, высверленных в фундаменте.

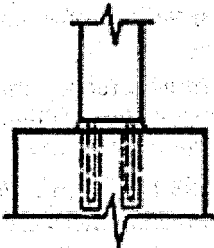
Другой вид стыка (тип 3а) бесстаканного типа – резьбовое соединение анкерных стержней фундамента с опорной пластиной низа колонны либо закладной деталью колонны. Такие стыки широко используются в США и Англии при строительстве многоэтажных каркасных зданий, в отечественной практике он используется в основном для установки колонн фахверка. Рассмотренному решению аналогичен стык, применяемый в отечественной практике, который отличается только опорной частью колонны, имеющей уширения с гнездами под анкерные болты (тип 3б).

Стыки с резьбовым соединением арматурных выпусков муфтами используются в Голландии и Бельгии для строительства промышленных зданий (тип 4). Его достоинства – минимальное сечение подколонника, простота монтажа, отсутствие сварки. Разновидностью этого типа стыков являются стыки, в которых временно крепят анкерные стержни фундаментов резьбовым соединением с закладными деталями колонн, а в последующем сваривают ванной сваркой, образуя жесткий стык.

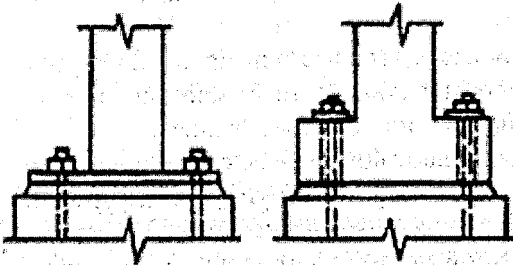
Таблица 1 – Основные типы стыков колонн с фундаментами



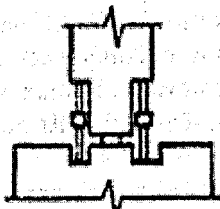
Стаканный стык
(тип 1)



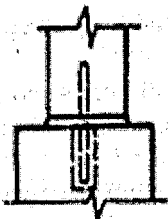
Стык с замоноличиванием
арматурных выпусков в пазах
фундамента
(тип 2)



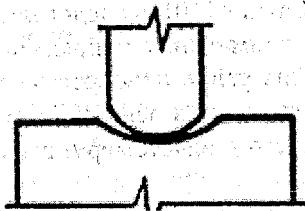
Стыки с соединением на резьбе
(тип 3а – с опорной пластиной),
(тип 3б – с уширением колонны).



Муфтовые соединения
(тип 4)



Бесварной стык на
полимеррастворе (тип 5)
или эластомере (тип 6)



Стык с опиранием
по сферической поверхности
(тип 7)

Стыки 5 и 6 типов связаны с возможностями применения полимеров в узлах сопряжения сборных железобетонных конструкций, что позволяет решать многие инженерные задачи более экономично и технологично.

Бесварной стык на полимеррастворе по аналогии со стыком колонн многоэтажных зданий осуществляется сопряжением плоских торцов колонн с помощью полимерраствора и (или без) цен-

трирующей прокладки. Элементы стыка дополнительно соединяют штырем из арматурной стали для центровки и предотвращения смещения при поперечном сдвиге. В последнее время в отечественной практике чаще применяются стыки с непосредственным опиранием торцевой поверхности верхнего элемента на торец нижнего без центрирующей прокладки (контактные стыки).

Особенность стыков 6 вида – опирание одной конструкции на другую через тонкую эластомерную прокладку, обладающую достаточной прочностью и деформативностью. Такие стыки применяются в практике строительства в Германии, Голландии, Бельгии.

Известны также стыки колонн с фундаментами, которые представляют опирание колонны со сферической торцевой поверхностью на гладкую или вогнутую поверхность фундамента (тип 7).

По характеру воспринимаемых усилий все вышеописанные стыки могут быть условно разделены на две группы:

- жесткие, передающие на фундамент как изгибающие моменты, так и поперечные силы;
- шарнирные, передающие на фундамент в основном поперечную силу.

По этим признакам стыки 1, 2, 3, 4 видов следует отнести к жестким, стыки типа 7 – к шарнирным. Стыки 5 и 6 видов являются скорее промежуточными, т. е. податливыми, воспринимающими изгибающий момент ограниченной величины.

Анализ перечисленных стыков, а также факторов, влияющих на их работу, позволил отнести к числу податливых стыков стаканые с уменьшенной глубиной стакана и заполнением его материалами повышенной деформативности (асфальтобетон, песок и т.д.). Именно эти типы стыков – стаканый с уменьшенной глубиной и заполнением податливыми материалами и бесстаканный с опиранием колонны на подколонник через слой полимерного материала – и были выбраны в качестве основных перспективных типов стыков для исследований.

Обзор основных исследований стаканых стыков показал, что все они проводились применительно к стыкам типовых параметров, выполняемым в соответствии с требованиями нормативных документов. Вопросы деформативности при этом целенаправленно не исследовались.

Наибольший интерес из бесстаканных стыков представляют контактные стыки с опиранием через слой эластомера – полимера, способного проявлять большие обратимые упругие деформации.

Стыки этого типа начали исследоваться и внедряться сравнительно недавно. Несмотря на то, что резиновые плиты применялись в качестве опорных частей мостов во Франции и Великобритании еще в 30-х годах XX века, эластомерные опорные части в строительстве получили распространение благодаря идеям Фрейссине только в конце 50-х годов. Эта достаточно специфическая область конструкций становится известной за рубежом к концу 60-х годов в основном в странах Западной Европы, ФРГ, Англии, США, Канаде и Японии, традиционно отличавшимися большим производством и потреблением каучуков и резин.

В СССР проблема применения эластомерных материалов в строительстве встала в последние 20 лет и ее положительное решение связано с успехами отечественной химии полимеров, получившей искусственные эластомеры требуемых прочностных и деформативных характеристик и, что особенно важно, достаточной долговечности [5].

Использование эластомеров в стыках железобетонных конструкций получило распространение в зарубежном строительстве только в начале 80-х годов, доступных публикаций о результатах исследований в этой области пока немного.

Все известные исследования базируются в основном на экспериментальных материалах. Д.Иверсон и Д.Пфейфер [6], Л.Вини [7, 8], Ф.Леонгардт, Е.Бейер, А.Уинтергерст, М.Флорер, Ю.Гроте, Х.Шорн, Х.Рикман, О.Штейнхардт [9], К.Кордина и Д.Нолтинг [10] исследовали поведение эластомеров в железобетонных конструкциях. Ими установлены максимальные напряжения сжатия в зависимости от прочности бетона, определены допустимые значения углов поворота, величины модуля сдвига эластомеров, подбор характеристик эластомеров, положенных в основу норм ряда европейских стран рекомендаций по подбору марок бетона, прилегающего к эластомеру, расчет его косвенного армирования.

Несмотря на обширность экспериментальных исследований указанных выше авторов, основная их направленность заключалась в изучении работы самих эластомерных элементов и установлению требований к ним (конструктивных, технологических, монтажных и др.) как составным частям конструкций зданий и сооружений.

Наиболее интересной из известных работ последнего времени является программа исследований, выполненная Х.-Р. Шассе, Ф.Мюллером и У.Тормаленом [11]. Главное ее отличие от выполнен-

ных ранее работ заключается в том, что исследования проводились на образцах железобетонных колонн с разным продольным и поперечным армированием и размерами поперечного сечения 150, 300 и 500 мм с эластомерными частями толщиной 4, 7 и 10 мм. Испытания проводились с приложением только вертикальных нагрузок при их центральном и внецентренном приложении. Методом электротензометрии детально исследовалось напряженное состояние торцов колонн, прилегающих к эластомеру. Выявлены особенности распределения внутренних усилий в колоннах разного поперечного сечения. На основе анализа опытных данных предложена методика расчета опорных частей стыка колонн с эластомерными частями при действии продольных усилий.

Экспериментальные данные о деформативности подобных стыков при одновременном действии продольных и поперечных нагрузок отсутствуют.

Именно эти научно-практические задачи легли в основу Комплексной программы Госстроя СССР 0.55.01 «Провести исследования, разработать и внедрить новый тип одноэтажного промышленного здания с элементами жесткости в виде устоев, этажерок и связей, обеспечивающих восприятие горизонтальных нагрузок», а также Республиканской программы 0.55.01р «Разработать и внедрить каркасы одноэтажных зданий из центрифугированного железобетона, обеспечивающих работу колонн и фундаментов на центральное сжатие» (задание 07) в части исследования работы податливых стыков колонн с фундаментами.

Начиная с 1980 г. и по настоящее время на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» и Отраслевой НИЛ строительных конструкций БНТУ в рамках исследований работы стыков железобетонных элементов выполнялись и исследования податливых стыков колонн с фундаментами.

В настоящее время намеченный объем конструкторско-экспериментальных разработок завершен. Выполнена программа натурных экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния стыков колонн с фундаментами с уменьшенной глубиной стакана и заполнением материалами разной податливости [12].

Основной целью исследований стыков стаканного типа было определение деформативных характеристик стыков в зависимости от вида материала заполнения стакана и закономерностей их изменения при нагружении стыков как продольной, так и поперечной нагрузкой. На основе полученных данных разработана методика расчета деформативности стыков с различными материалами заполнения стакана (бетон, керамзитобетон, асфальтобетон, песок), основанная на деформационной модели стыков железобетонных конструкций общего вида. Получены зависимости в виде дробно-степенных функций, позволяющие описывать нелинейные диаграммы деформирования данных стыков на любом этапе для всех испытанных материалов заполнения стыков /13 /.

Основной целью проведенных экспериментальных исследований бесстаканных стыков [14,15] явилась оценка их напряженно-деформированного состояния при различных конструктивных параметрах (толщине слоя эластомера, размерах стыкуемых элементов) и одновременном действии постоянных продольных и переменных поперечных нагрузок. Впервые разработана деформационная модель расчета стыков такого типа, в основу которой положена диаграмма деформирования материала прокладки и гипотеза плоских сечений, реализованная в виде программы расчета ELASTOMER на ПЭВМ [16].

Применительно к стаканному стыку колонны с фундаментом разработана конструкция и проведены исследования прочности торцевых зон центрифугированных колонн кольцевого сечения с бетонным ядром [17] и предложена методика расчета прочности кольцевой колонны в торцевом сечении [18].

ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

Результаты проведенных исследований использованы при проектировании и строительстве экспериментального объекта – корпуса цеха запасных частей производственного объединения «БелАВТОМАЗ» в г. Жодино.

Корпус имеет размеры в плане 144×144 метров, шаг крайних колонн – 6 метров, средних – 12 метров, пролет несущих конструкций покрытия – 24 метра, высота до низа стропильных конструкций – 8,4 метра.

В первоначальном варианте, разработанном институтом ПИ-1 (г. Санкт-Петербург), колонны были приняты прямоугольного сечения, фундаменты – стаканного типа. Колонны жестко защемлены в стаканах фундаментов.

Первоначальный вариант был переработан ПИ-1 и Отраслевой НИЛ строительных конструкций Белорусской политехнической академии с участием автора. Разработан индивидуальный каркас корпуса со следующими изменениями:

- изменена конструктивная схема каркаса на схему с элементами жесткости, в качестве которых использованы усиленные жесткозащемленные колонны;
- колонны сплошного сечения заменены на центрифугированные колонны кольцевого сечения;
- для обеспечения дифференцированной работы колонн в составе нового конструктивного решения для колонн, не являющиеся элементами жесткости, принято податливое соединение со стаканым фундаментом с заполнением стакана песком.

В качестве элементов жесткости приняты центрифугированные колонны кольцевого сечения диаметром 600 мм, толщиной стенки 80 мм из тяжелого бетона марки 600.

На этом же объекте было осуществлено внедрение шарнирно-опертых колонн кольцевого сечения. Эти колонны выполнены также кольцевого сечения диаметром 500 мм с толщиной стенки 60 мм. Податливый стык рядовых колонн с фундаментом стаканного типа осуществлен с уменьшенной до 350 мм глубиной заложения колонны и заполнением стакана фундамента песком с гидроизоляцией слоем мастики поверху. Торцевая зона рядовых колонн выполнена с внутренним бетонным ядром высотой 500 мм из бетона марки 400. Под основанием колонны предусмотрен слой песка толщиной 50 мм, обеспечивающий угловые деформации стыка. Монтаж каркаса здания показан на рис. 1.

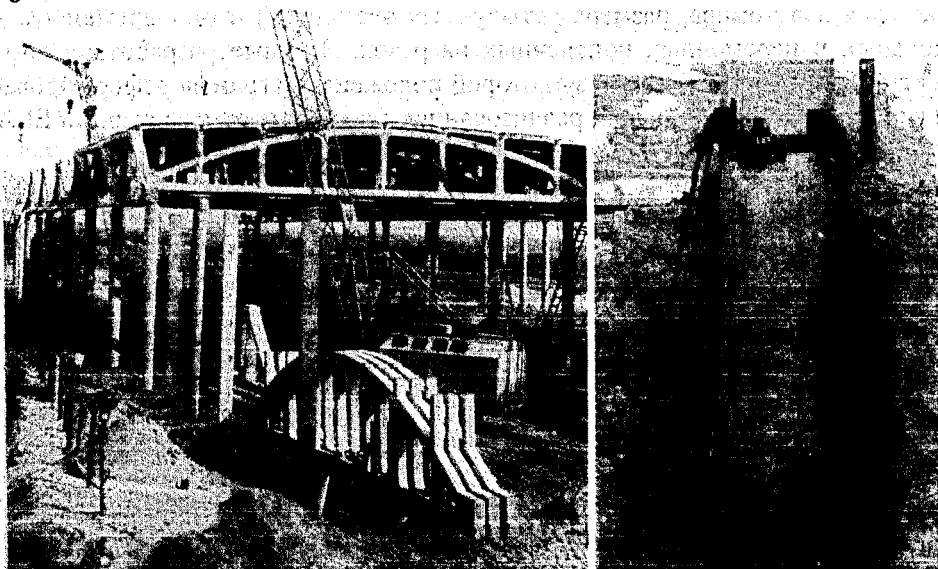
Конструктивная связевая схема каркаса с бесстаканными стыками колонн с подколонниками фундамента была внедрена при строительстве вспомогательного корпуса кондитерской фабрики «Коммунарка» в г. Минске. Узлы сопряжения анкерных колонн с фундаментами – стаканного типа с заделкой колонны в стакане. В связи с небольшими размерами блока здания и, следовательно, небольшими угловыми деформациями стыков колонн, в целях ускорения внедрения объекта узлы сопряжения податливо-опертых колонн приняты с опиранием на подколонник через слой мелкозернистого бетона.

Общий экономический эффект от применения новых проектных решений составил – по бетону 20 %, по стали – 17 %.

Кроме указанных построенных объектов, результаты исследований были внедрены в проектную документацию производственного корпуса льнокомбината в г. Толочин и использованы проектным институтом ПИ-1 (г. Санкт-Петербург) при разработке экспериментальных серий Э-1561 и Э-1633.

Результаты исследований работы стыков используются на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» БГПА-БНТУ в течение ряда лет в курсовом и дипломном проектировании.

а б



(а) – общий вид монтажа объекта;
(б) – монтаж шарнирно-опертой центрифугированной колонны с помощью кондуктора

Рисунок 1

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Совершенствование конструктивных схем каркасов одноэтажных промышленных зданий идет по пути введения элементов жесткости, представляющих либо более мощные колонны, либо многоэтажные пристройки или вентиляционные вставки, которые воспринимают большую часть горизонтальных нагрузок на здание, при этом обеспечивая работу большинства колонн и фундаментов на местные нагрузки.

Дифференцированное восприятие колоннами и фундаментами горизонтальных усилий может быть обеспечено соответствующим конструктивным решением узлов их сопряжения.

Одним из путей совершенствования методов расчета каркасов зданий с элементами жесткости является учет в их расчетных схемах податливости узлов сопряжения колонн с фундаментами. Действительная деформативность этих узлов определена на основе результатов их экспериментальных исследований, которые позволяют выявить величины и границы изменчивости этих характеристик стыков.

Проведенные исследования узлов сопряжения колонн с фундаментами легли в основу разработки методик расчета их деформативности, учитывающих нелинейную работу.

Исследования работы торцевых зон центрифугированных колонн кольцевого сечения с бетонным ядром во внутренней полости и разработанная на их основе методика расчета их прочности дала возможность использовать в каркасах с элементами жесткости высокоэффективные центрифугированные конструкции.

Результаты проведенных исследований использованы при проектировании и строительстве объектов экспериментального строительства, в курсовом и дипломном проектировании.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пецольд Т.М. Сборный железобетон в будущем столетии // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сб.ст. - Минск: Технопринт, 2000. - с. 397-405.
2. Сергеева Е.Т. Объемно-планировочные решения и конструктивные особенности одноэтажных производственных зданий с диафрагмами жесткости: Автореф. дис. ... канд. техн. наук./ БГПА. - Минск, 1989. - 24 с.
3. Розенблом А.Я., Коробков В.А., Кеслер М.Ю., Гершанок Р.А. Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий смешанной этажности с использованием многоэтажных частей в качестве элементов жесткости. // Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных промышленных предприятий. Сб.ст./ ЦНИИПромзданий - Москва, 1987. - с. 10-27.
4. Гончаренко Д.Ф., Шулипа А.Н., Панченко В.А. Сокращение трудоемкости монтажа сборных железобетонных конструкций. - Киев: Будивельник, 1990. - 144 с.
5. Горелик Б.М. Научные основы использования резины как конструкционного материала: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: - М., 1974. - 48 с.
6. Iverson J.K., Pfeifer D.W. Bearing pads for precast concrete buildings // PCI Journal. - 1985. - Vol. 30, №5. - p. 128-154.
7. Vinje L. Behaviour and design of elastomeric bearing pads in precast structures // PCI Journal. - 1985. - № 6. - p. 120 - 146.
8. Vinje L. Design of elastomeric bearing pads in precast concrete structures // Nordisk Betong. - 1986. - №1-2. - p. 74-77.
9. Эгерт Х., Грофе Ю., Каушке В. Опорные части в строительстве: - М.: Транспорт, 1978. - 358 с.
10. Kordina K., Nolting D. Zur auflagerung von stahlbauteilen mittels unbewehrter elastomerlagern // Der Bauingenieur. - 1981. - №2. - s. 41-44.
11. Sasse H.R., Muller F., Thormalen U. Stutzenstoße im stahlbeton-fertigteilbau mit unbewehrten elastomerlagern // Beton - und stahlbetonbau. - 1982. - №11-12, p. 54 - 62.
12. Клевцов В.А., Садовский Ю.И. Деформативность податливых стыков колонн с фундаментами в зданиях с элементами жесткости // Эффективные строительные конструкции зданий и сооружений: Сб. научных тр./ БЕЛНИИС.- Мн., 1995.- с. 46-51.
13. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Диаграммы деформирования стыков колонн с фундаментами с уменьшенной глубиной стакана // Вести БНТУ. - 2003. - № 1. - с. 3 - 6.
14. Садовский Ю.И. Особенности работы и конструирования стыков сборных железобетонных колонн с использованием полимерных материалов // Ускорение научно-технического прогресса в промышленности строительных материалов: Тр./ БелНИИСМ. - Белгород, 1987. - с. 79.
15. Садовский Ю.И., Тарасов В.В. Работа податливых стыков колонн с фундаментами с использованием полимерных материалов // Исследование работы и применение в строительстве эффективных элементов и конструкций: Тез. докл. науч. конф. - Ровно, 1990. - с.11.
16. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Исследование деформативности податливых стыков колонн с подколонником фундаментов глубокого заложения с использованием полимерных материалов // Вести БГПА. - 2002. - № 2. - с. 9-15.

17. Клевцов В.А., Садовский Ю.И. Экспериментальные исследования работы торцевых зон шарнирно опертых колонн полого сечения // Техника, технология, организация и экономика строительства: Межвед. сб. научных трудов / Минск: Наука и техника, 1988. – вып. 14 - с.39-41.
18. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Методика расчета прочности торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения // Вести БГТУ. – 2003. - № 1. - с. 129 – 135.

Салех Али

ЭФФЕКТИВНОСТЬ И ВЛИЯНИЕ СПОСОБА УСИЛЕНИЯ УСТАНОВКОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ АРМАТУРЫ НА ПРОЧНОСТЬ, ЖЕСТКОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

В настоящем столетии способы восстановления и усиления конструкций, а также обоснованная методика их расчета приобрели особую значимость в связи с направлением мирового вектора развития строительной отрасли на увеличение доли реконструкции гражданских и промышленных зданий и сооружений по сравнению с новым строительством.

Внедрение новых технологий, замена существующего оборудования приводит к изменению нагрузок, действующих на конструкции, что требует усиления строительных конструкций. И также нарушение нормальных условий эксплуатации, недоработки на стадии проектирования вызывают переход конструкции в состояние, отличное от проектного, что требуют усиление.

Из методов усиления плитных конструкций широко распространенным методом усиления является усиление растянутой зоны установкой предварительно напряженной дополнительной арматуры и наращивание сжатой зоны бетона конструкций. Впервые в практике усиления принят и исследован метод усиления растянутой зоны изгибаемых железобетонных конструкций установкой предварительно напряженной высокопрочной арматуры в качестве дополнительной.

На момент усиления железобетонные плиты перекрытий находятся в напряженно-деформированном состоянии, вызванном нагрузками на конструкцию, минимальными из которых являются ее собственный вес и вес свежесушеного бетона при проведении работ по устройству наращивания. Для учета напряженно-деформированного состояния до усиления при расчете прочности и жесткости усиленных железобетонных конструкций установкой напряженной дополнительной арматуры и наращиванием бетона используется принцип суперпозиций, который справедлив только для линейно деформируемых систем.

Перед загрузением усиленная плита превращается в многокомпонентную конструкцию, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части, находящейся в первоначальном напряженно-деформированном состоянии.

В данной работе использовали комбинированный метод усиления, который заключается в установке дополнительной предварительно напряженной арматуры в растянутой зоне и увеличении поперечного сечения наращиванием со стороны верхней грани (рис. 1). Варьируемые факторы в данной диссертации принимались: класс дополнительной арматуры (S500, S800) и уровень ее предварительно напряжения (min, mid, max).

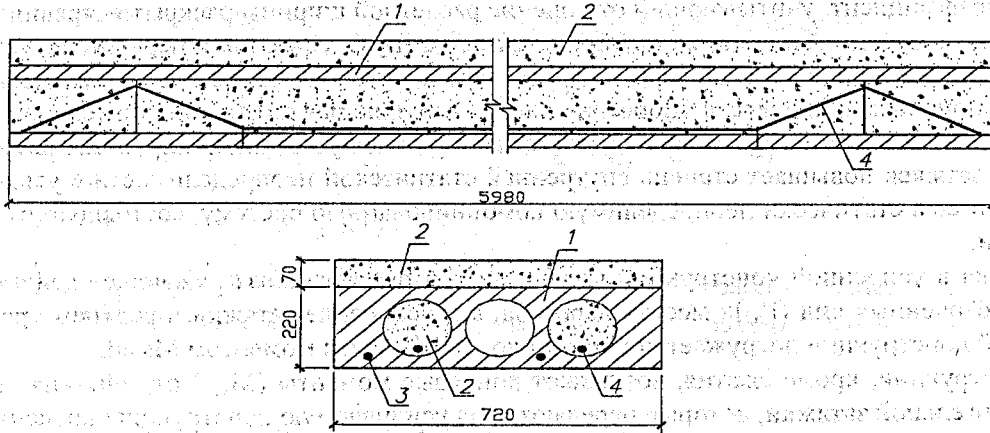
Объем эксперимента включал испытание 7-ми железобетонных многопустотных плит перекрытия размером 220(h)×740×5980 мм, изготовленных по типовой серии Б1.0411-1.2000. Все опытные образцы испытывались по однопролетной балочной схеме с приложением четырех сосредоточенных сил с помощью металлических траверс и подвесных грузов.

Задача расчета напряженно-деформированного состояния нормального сечения на основе деформационной модели формулируется как задачи поиска такого расположения плоскости распределения деформаций в 2-мерном пространстве $\varepsilon = \{\varepsilon_y, \varepsilon_z\}$, которое бы соответствовало действию на элемент вектора нагрузки $F = \{My\}$. Таким образом, решение задачи находится в 2-мерном пространстве.

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_z - \frac{1}{r_y}(y - y_0) + \varepsilon_1(y), \quad (1)$$

где $\varepsilon(y)$ – деформация элементарной площадки;

- y — координаты центра элементарной площадки;
- ϵ_z — деформация поперечного сжатия/растяжения;
- $\epsilon_1(y)$ — деформация в центре элементарной площадки, исходя из принципа суперпозиции для относительной деформации [2].



1 — усиливаемая конструкция; 2 — бетон наращивания;
3 — продольная основная арматура; 4 — дополнительная арматура

Рисунок 1 — Схема усиления многопустотной плиты:

На первом этапе расчета (до усиления) принимается первоначальная расчетная схема при заданном усилии от внешней нагрузки (M_{Sd1}). Деформационная модель напряженно-деформированного состояния нормального сечения представляет собой систему сингулярных нелинейных уравнений интегрального вида:

$$\left\{ \begin{aligned} & \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) = -M_{Sd1} \\ & \iint_A \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} = 0 \\ & \epsilon_1 = \frac{1}{r_1} (y - y_0) + \epsilon(y) \\ & \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\epsilon(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\epsilon(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (11)$$

где M_{Sd1} — изгибающий момент от нагрузки до усиления;

$\epsilon(y)$ — функция распределения деформаций на момент отпуска;

$\epsilon_1(y)$ — функция распределения деформаций под нагрузкой этапа № 1 — этапа загрузки при M_{Sd1} .

Для определения изгибной жесткости железобетонной многопустотной плиты используется процедура численного интегрирования по высоте сечения. Известное значение кривизны продольной оси элемента при заданных усилиях позволит найти соответствующую изгибную жесткость из соотношения

$$\frac{1}{r_y} = \frac{M_y}{B_y}$$

При заданном внешнем усилии элемента до усиления изгибная жесткость может иметь такой вид

$$B = \iint_A E(\epsilon(y)) \cdot (y - y_0)^2 \cdot dx dy$$

Для определения расчетной ширины раскрытия нормальных трещин усиленных многопустотных плит также возможно применение зависимости, как и для обычных элементов, предложенной в СНБ 5.03.01:

$$w_k = \beta \cdot s_{sm} \cdot \epsilon_{sm}, \quad (7)$$

где w_k — расчетная ширина раскрытия трещин;
 s_{sm} — среднее расстояние между трещинами;
 ϵ_{sm} — средние деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;
 β — коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

В данном методе усиления железобетонных многопустотных плит перекрытий предварительное напряжение в дополнительной арматуре создается путем ее натяжения с помощью натяжных болтов с отклонением в пролете, с упором на плиту. Усиливаемая плита дополнительной арматурой в момент усиления и до бетонирования пустот является плитой, усиленной шпренгельными затяжками. Устройство затяжек повышает степень внутренней статической неопределимости в усиленной плите и превращает ее в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетона и затяжки.

Затяжка в усиленной конструкции под нагрузкой оказывает разгружающее действие (N_{pad}) за счет сосредоточенных сил (P_{ad}) в местах перегиба, а закрепление затяжки в верхнем уровне сечения усиливаемой конструкции догружает конструкцию изгибающим моментом $M_{s,ad}$:

в конструкции, кроме сжатия, возникают концевые моменты ($M_{s,ad}$) от действия опорных давлений шпренгельной затяжки, которые передаются на усиливаемую конструкцию внецентренно.

Уравнение напряженно-деформированного состояния нормального сечения в пролете изгибаемого железобетонного элемента, усиленного шпренгельной затяжкой в растянутой зоне при действии изгибающего момента ($M_{sd1} + M_{pad} + M_{s,ad}$), будет иметь вид

$$\begin{cases} \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) + M_{sd1} + M_{pad} + M_{s,ad} = 0 \\ \iint_A \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} = N_{ad} \\ \epsilon_1(y) = \frac{1}{r_1} (y - y_0) + \epsilon(y) \\ \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\epsilon_1(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\epsilon_1(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \end{cases} \quad (15)$$

где M_{sd1} — изгибающий момент от нагрузки до усиления;

$\epsilon(y)$ — функция распределения деформаций на момент отпуска;

$\epsilon_1(y)$ — функция распределения деформаций под нагрузкой этапа № 1 — этапа загрузки при M_{sd1} .

Изгибная жесткость усиленного элемента определяется интегрированием по сечению жесткостей бетона и арматуры, найденных относительно центра тяжести приведенного сечения. При заданном усилии от внешней нагрузки ($M_{sd1} + M_{sd2}$) в результате итерационного процесса определяются

кривизна $\frac{1}{r_1}$ и центр тяжести приведенного сечения y_0 :

$$y_0' = \frac{\iint_A E(y) y dx dy + \iint_A E_{ad}(y) y dx dy}{\iint_A E(y) dx dy + \iint_A E_{ad}(y) dx dy}, \quad (7)$$

Очевидно, что для усиления плиты путем установки дополнительной арматуры в растянутой зоне и увеличения высоты сжатой зоны данное соотношение приводит к предложенной В.И. Мурашовым формуле для расчета жесткости нормального сечения под нагрузкой:

$$B_{ad} = \iint_A E(\epsilon(y)) \cdot (y - y_0')^2 \cdot dx dy + \iint_A E_{ad}(\epsilon_{ad}(y)) \cdot (y - y_0')^2 \cdot dx dy, \quad (6)$$

где $E(\epsilon(y))$ — секущий модуль деформаций бетона или арматуры основного сечения, МПа;

$E_{ad}(\epsilon_{ad}(y))$ — секущий модуль деформаций бетона или арматуры дополнительного сечения;

y_0' — расстояние от выбранной оси до центра тяжести приведенного сечения.

На втором этапе расчета после усиления (с учетом наличия основной и дополнительной частей сечения, условия равновесия усилий и условия совместности деформирования) уравнения напряжен-

но-деформированного состояния нормального сечения в пролете изгибаемого железобетонного элемента, усиленного дополнительной предварительно напряженной арматурой в растянутой зоне и наращиванием поперечного сечения бетона сжатой зоны железобетонного элемента при действии изгибающего момента ($M_{Sd1} + M_{Sd2} + M_{pad} + M_{s,ad}$), имеют вид:

$$\left\{ \begin{aligned} & \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) + \iint_{A_{ad}} \sigma_{ad}(y)(y - y_0) dx dy - \\ & - \sum_k \sigma_{pad,l} A_{pad,l} (y_{sad,l} - y_0) + M_{Sd1} + M_{Sd2} + M_{pad} + M_{s,ad} = 0 \\ & \iint_{A'} \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} + \iint_{A_{ad}} \sigma_{ad}(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pad,l} A_{pad,l} = N_{ad} \\ & \varepsilon_2(y) = \frac{1}{r_2}(y - y_0) + \varepsilon_{c,ad,self}(y) \\ & \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\varepsilon_2(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\varepsilon_2(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \\ & \varepsilon_{2ad}(y) = \frac{1}{r_2}(y - y_0) \\ & \sigma_{ad}(y) = \begin{cases} f_{s,ad}(\varepsilon_{2ad}(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка в области дополн. арматуры} \\ f_{c,ad}(\varepsilon_{2ad}(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка в области дополн. бетона} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (7)$$

где M_{Sd2} — дополнительный изгибающий момент от нагрузки после усиления;
 $\sigma_{ad}(y)$ — нормальные напряжения в дополнительном бетоне и дополнительном стержне арматуры;
 $\sigma_{pad,l}$ — нормальные напряжения в l -том предварительно напряженном дополнительном арматурном стержне в момент отпуска;
 $y_{sad,l}$ — координата l -того предварительно напряженного дополнительного арматурного стержня.

Методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных предварительно напряженных плит перекрытия, усиленных установкой дополнительной предварительно напряженной арматуры с наращиванием сечения сжатой зоны подтверждались результатами экспериментальных исследований.

Из результата испытания опытных многопустотных плит, усиленных установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, отмечено увеличение прочности по сравнению с прочностью неусиленной (эталонной) плиты. Увеличение прочности составляло в пределах от 2 до 2,65 раза. В плитах с максимальным предварительным натяжением дополнительная арматура достигает предела текучести раньше основной арматуры. В плитах со средним предварительным натяжением дополнительная и основная арматуры достигают предела текучести почти одновременно. В плитах с минимальным предварительным натяжением основная арматура достигает предела текучести раньше дополнительной арматуры. Результаты сопоставления опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента для опытных образцов приведены в табл. 1, результаты сопоставления опытных и расчетных характеристик жесткости и трещиностойкости опытных образцов — в табл. 2.

В процессе испытаний опытных плит были получены данные о характере образования и развития трещин, ширине их раскрытия и прогибах. Сопоставление опытных и расчетных данных по жесткости производилось для уровня эксплуатационных нагрузок. Величину этих нагрузок получали путем деления значения максимальной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,25.

При натяжении дополнительной арматуры под нагрузкой наблюдалось уменьшение прогиба. Очевидно, что уменьшение прогиба связано с увеличением жесткости усиленной конструкции (рис.1). Величина уменьшения прогиба прямо пропорционально связана с величиной предварительного напряжения в дополнительной арматуре.

После устройства наращивания сжатой зоны бетона в опытных плитах под нагрузкой наблюдался рост прогиба при неизменной нагрузке.

Заключение. Усовершенствована методика расчета прочности нормального сечения, жесткости и трещиностойкости многопустотных железобетонных плит перекрытия, усиливаемых под нагрузкой дополнительной предварительно напряженной арматурой. Разработанная методика расчета учитывает напряженно-деформированное состояние конструкции в момент усиления, различные схемы работы конструкции до и после усиления и предварительное напряжение дополнительной арматуры.

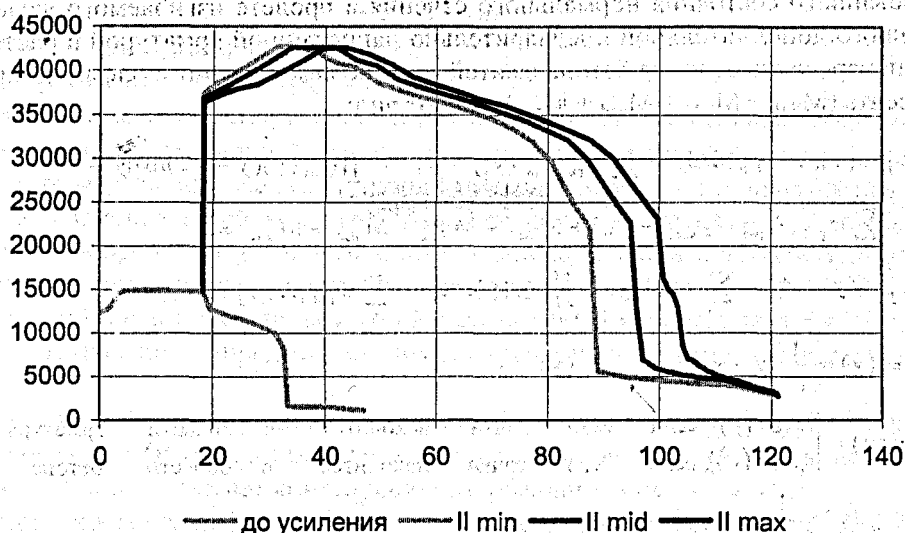


Рисунок 2 – "изгибающий момент – изгибная жесткость" для железобетонных многопустотных плит перекрытия

Таблица 1– Опытные и расчетные характеристики прочности нормальных сечений опытных образцов

Серия	Марка образца	M_{sd}^{ex} , кН·м	M_{sd}^{clc} , кН·м	$M_{sd}^{ex} / M_{sd}^{clc}$	$M_{sd}^{ex} / M_{sd}^{et}$
I	П-I-min	102	97	1,05	2,04
	П-I-mid	100	96	1,04	2
	П-I-max	100	96	1,04	2
II	П-II-min	131	121	1,08	2,62
	П-II-mid	127	122	1,04	2,54
	П-II-max	125	122	1,02	2,5

Условные обозначения: M_{sd}^{ex} – изгибающий момент, соответствующий разрушающей нагрузке по результатам испытаний; M_{sd}^{clc} – теоретическое значение разрушающего изгибающего момента; M_{sd}^{et} – изгибающий момент эталонного образца.

Таблица 2

Серия	Марка образца	Ширина раскрытия трещин, мм		w_k^{ex} / w_k^{th}	Прогиб, мм		a_k^{ex} / a_k^{th}
		w_k^{ex}	w_k^{th}		a_k^{ex}	a_k^{th}	
I	П-I-min	0,4	0,4	1	23	21	1,095
	П-I-mid	0,3	0,32	0,94	20	18	1,1
	П-I-max	0,25	0,29	0,86	14	13	1,08
II	П-II-min	0,35	0,47	0,74	46	42	1,095
	П-II-mid	0,3	0,38	0,8	40	37	1,08
	П-II-max	0,2	0,25	0,8	32	30	1,1

Впервые произведены экспериментальные и теоретические исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой установкой дополнительной предварительно напряженной высокопрочной арматуры.

Проведенные экспериментальные и теоретические исследования подтвердили эффективность метода усиления сборных многопустотных железобетонных плит перекрытия путем установки дополнительной предварительно-напряженной арматуры.

Экспериментально установлено, что величина предварительного напряжения дополнительной арматуры не оказывает существенного влияния на прочность, но с ее увеличением повышается жесткость и трещиностойкость усиливаемой конструкции.

Таблица 3 – Результаты экономической эффективности от применения метода усиления

Показатели	Ед. изм.	I серия	II серия
Прямые затраты	(руб.)	115,1	97,38
2. Накладные расходы:			
основная заработная плата	(руб.)	38,1	32,82
трудоемкость	(руб.)	32,1	27,5
3. Расчетная себестоимость	(руб.)	185,3	157,7

На основании результатов экспериментальных исследований выявлена эффективность использования высокопрочной арматуры в качестве дополнительной при усилении. Экономия от применения высокопрочной арматуры составляет 15,4 % материала.

УДК 691.328-462.001.24

Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПОДЗЕМНЫХ КАНАЛОВ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ВВЕДЕНИЕ

В УП «Институт БелНИИС» выполнены комплексные исследования по разработке новых и совершенствованию существующих конструктивных решений подземных тоннелей и каналов и совершенствованию методов их расчета. Установлено, что существующие расчетные методики данных сооружений практически не учитывают взаимодействие элементов данных сооружений с окружающим грунтовым массивом в процессе их деформирования при нагружении [1-2].

Цель исследований – разработка новых расчетных моделей подземных тоннелей и каналов применительно к использованию существующих программных расчетных комплексов и экспериментальная их проверка.

1. ФОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОДЗЕМНОГО КАНАЛА

Учитывая геометрические параметры данных сооружений и глубину заложения (не менее 1 м) с достаточной степенью точности можно принять, что элементы тоннеля находятся в условиях плоской деформации. Данное положение существенно (не менее чем на порядок) упрощает решение данной задачи, т.е. достаточно применять плоские расчетные модели, сформированные из стержневых и плоских конечных элементов.

На рис. 1 представлены расчетные модели, использованные для расчета подземных каналов из сборных железобетонных элементов лоткового типа 1 и плоских плит перекрытия 2 и днища 3.

Элементы каналов (лотки и плиты) формируются стержневыми конечными элементами с заданной жесткостью на растяжение-сжатие, изгиб и срез. Окружающий грунтовый массив генерируется сеткой из плоских четырехугольных и треугольных конечных элементов типа «plate» с деформационными характеристиками, соответствующими деформационным характеристикам окружающего грунтового массива. При этом деформационные характеристики грунта засыпки в зоне пазух 4 задаются с учетом требуемой (по проекту) степени уплотнения, и элементы данной области обладают собственным весом. Контакт элементов сооружения с окружающим грунтовым массивом моделируется с использованием стержневых конечных элементов малой длины, передающих только сжимающие усилия.

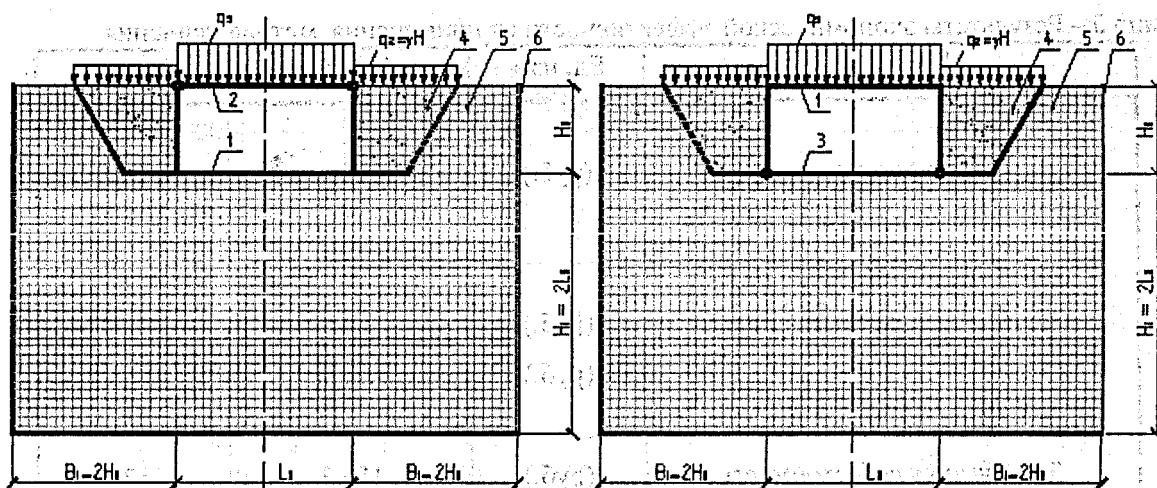


Рисунок 1 – Расчетные модели подземных каналов из сборного железобетона

Грунт ненарушенной структуры (за пределами траншеи) представляется изотропной средой, имеющей повышенные жесткостные характеристики, в сравнении с грунтом засыпки. Для разделения указанных областей грунтового массива используется специальная прослойка из элементов с конечной сдвиговой жесткостью.

Внешняя нагрузка (давление грунта засыпки и временная нагрузка на поверхности земли) представляется в виде равномерных вертикальных давлений q_2 и q_3 , приложенных к перекрытию канала и к области грунта в зоне пазах траншеи. Значения вертикальных нагрузок q_2 и q_3 определяются по традиционным методикам. Границы расчетной области рекомендуется принимать не менее представленных на рис. 1.

Расчеты показывают, что значения изгибающих моментов, возникающих в стенках элементов каналов, полученные при расчете по предложенной методике, на 15...25% меньше соответствующих значений, полученных по традиционной методике. Для подтверждения достоверности и эффективности разработанных расчетных моделей были выполнены экспериментальные исследования на фрагментах (длинной 3 м) подземных каналов.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ФРАГМЕНТОВ КАНАЛОВ

Для изготовления фрагментов каналов использованы железобетонные лотковые элементы типа Л7.15.30 по серии БЗ.006.1-1.03, плита перекрытия П11 и плита днища П11А по серии З.006.1-2, рассчитанные на эквивалентную нагрузку 80 кПа. Лотки и плиты изготовлены из тяжелого бетона класса $C^{20}/_{25}$. Средняя прочность бетона на день испытаний, определенная по контрольным кубам, составила 29,3 МПа.

Армирование лотков выполнено пространственным каркасом, собираемым из плоских сеток. В сетках (в качестве рабочей) использована арматура класса А400 $\varnothing 12$ мм в перекрытии и $\varnothing 10$ мм на боковой грани. Шаг арматурных стержней 200 мм. В сетках плиты перекрытия и плиты днища использована рабочая арматура класса А400 $\varnothing 10$ мм с шагом 100 мм.

Фрагменты каналов были смонтированы в цехе экспериментальных исследований БелНИИС в железобетонном лотке размером 5×6 и глубиной 5 м. Между контактирующими поверхностями элементов для обеспечения смещения укладывали 2 слоя рубероида. Габаритные размеры фрагментов составили: высота – 800 мм; ширина – 1480 мм; длина – 2990 мм.

Для определения величины давления грунта на боковые грани элементов канала на них были установлены тензорезисторные преобразователи давления типа ПДМ-70 (месдозы). Месдозы крепились к боковым стенкам лотка в четвертях их расчетной длины (см. рис. 2).

В качестве грунтового массива использован кварцевый песок с модулем крупности $M_k \approx 2,2$. Обратную засыпку фрагментов каналов производили слоями толщиной 0,2...0,3 м с уплотнением. Высота засыпки над каналом (по краям) составила + 0,3 м.

Перед испытанием было произведено определение прочностных и деформационных характеристик слоев грунтового массива на различной глубине методом динамического зондирования. Зонди-

рование грунта выполнено на глубину 1,5 м в 4-х точках (по две с каждой стороны канала), расположенных на расстоянии 100...150 мм от его боковой грани. Модуль деформации слоев грунтового массива составлял 10...15 МПа и не имел существенных различий по глубине их положения

Нагружение фрагментов каналов производили двумя линейными силами P , приложенными в четвертях расчетной длины перекрытия. Нагрузку создавали с помощью гидравлического домкрата марки ДГ 100, прикладывали ступенями \approx по 13 кН/м и контролировали с помощью манометра. В процессе испытаний измеряли перемещения: Δ_1 – центра перекрытия; Δ_2 – центра днища; Δ_3 – углов; Δ_4 – узлового соединения лотков с плитой перекрытия и плитой днища.

Вертикальные перемещения Δ_1, Δ_2 измеряли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10, закрепленных на неподвижном стальном стержне, вертикальное Δ_3 и горизонтальное Δ_4 – с помощью струнных прогибомеров 6ПАО (см. рис. 3).

На каждой ступени нагружения также фиксировали образование трещин и измеряли ширину их раскрытия. Испытания выполнены в соответствии требованиями ГОСТ 8829.

На рис. 4..5 представлены графические зависимости P - δ , полученные по результатам испытаний фрагментов каналов.

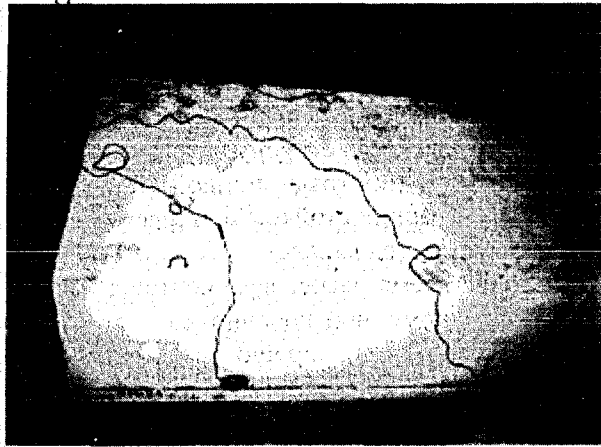


Рисунок 2

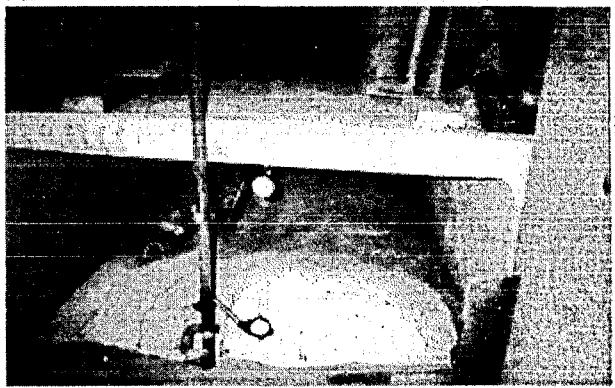
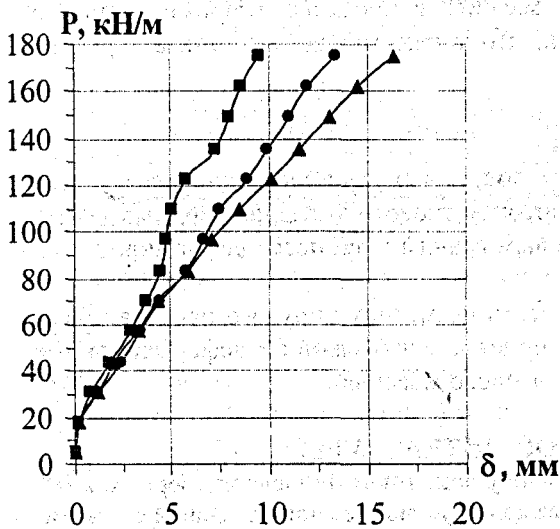


Рисунок 3

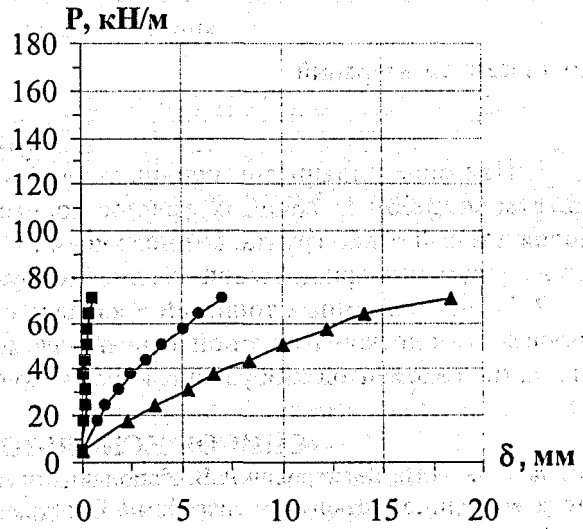
Фрагмент канала №1



- ▲ Прогиб перекрытия лотка
- Выгиб плиты днища
- Гор. смещение бок. стенок лотка

Рисунок 4

Фрагмент канала №2



- ▲ Прогиб плиты перекрытия
- Выгиб днища лотка
- Гор. смещение бок. стенок лотка

Рисунок 5

Образование трещин с шириной раскрытия до 0,1 мм произошло: в плите дна фрагмента канала №1 при нагрузке $P = 83,4$ кН/м; в плите перекрытия фрагмента канала №2 при нагрузке 18 кН/м.

Исчерпанию несущей способности канала №1 соответствовала нагрузка $P = 174,9$ кН/м, при которой ширина раскрытия продольных трещин в плите дна составила 0,4 мм. В то же время максимальная ширина раскрытия трещин в лотке составила 0,2 мм.

Исчерпание несущей способности канала №2 произошло при нагрузке $P = 70,3$ кН/м, при которой ширина раскрытия продольных трещин в плите перекрытия составила 0,9 мм. При этом максимальная ширина раскрытия трещин в днище лотка составила 0,15 мм.

Так же по результатам испытаний были построены графические зависимости горизонтальных напряжений в грунте при смещении боковых стенок фрагментов каналов (см. рис. 6).

Как видно из графиков, в процессе деформирования фрагмента канала при нагружении на его боковых гранях возникают значительные (дополнительные) усилия от действия отпора грунта, которые не учитывались в традиционных методиках расчета. При этом с уменьшением изгибающих моментов в перекрытии и днище канала происходит их дополнительное обжатие, обуславливающее повышение трещиностойкости сооружения. Так, трещины в перекрытии и днище испытанных сооружений образовались при нагрузках, превышающих их расчетные значения при традиционной методике расчета. Этим и объясняется значительные (свыше 50% в сторону запаса) расхождения в расчетной (по традиционной методике) и фактической трещиностойкости и несущей способности фрагментов каналов.

В то же время расчет фрагментов с использованием предложенной конечно-элементной модели дает результаты, хорошо согласующиеся с результатами эксперимента. Так, расхождения при определении перемещений не превышают 10%, а при расчете прочности и трещиностойкости – 15...25 % (в сторону запаса). Дополнительные резервы можно объяснить изменением физико-механических характеристик грунта окружающего массива в процессе деформирования фрагмента, что также можно учитывать в расчетах с

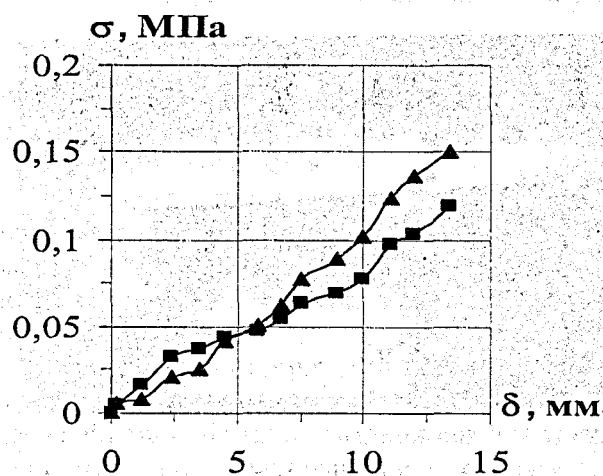


Рисунок 6

использованием итераций.

ВЫВОДЫ

1. При определении внутренних усилий в стенках подземных тоннелей каналов, возводимых открытым способом из сборных железобетонных элементов лоткового типа, необходимо учитывать дополнительный отпор грунта, возникающий по их боковым граням в процессе деформирования элементов сооружения при действии внешней нагрузки.

2. Расчет подземных тоннелей и каналов следует вести по методу упругого пространства с использованием плоской расчетной конечно-элементной модели, учитывающей деформационные характеристики элементов сооружения и окружающего грунтового массива.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шепелевич Н.И., Касперович А.В, Коноплицкий А.Л. К расчету подземного тоннеля из сборного железобетона, возводимого открытым способом // Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений. Методы расчета, конструирования и технология возведения. Том 2. – Минск, 2002. – С. 99-107.
2. Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л. Напряженно-деформированное состояние фрагмента железобетонного тоннеля в условиях взаимодействия с окружающим грунтовым массивом// Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций. – Москва, 2002. – С. 339-346.

УДК 624.2.059.3.042.8

Яковенко Н.В., Леонович С.Н.

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ НА СТЕНОВЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

ВВЕДЕНИЕ

Мониторинг технического состояния ограждающих строительных конструкций кузнечного корпуса выявил необходимость проведения реконструкции через 25 лет после введения его в эксплуатацию. Достаточно ранний срок проведения мероприятий по восстановлению несущей способности и продлению долговечности здания, эксплуатировавшегося при отсутствии агрессивных сред, был вызван длительной работой внутрицехового оборудования. Продолжительные динамические воздействия мощных кузнечных молотов на несущие и ограждающие конструкции промышленного здания вызвали ряд повреждений и усугубили дефекты, образовавшиеся при строительстве и эксплуатации здания. Ошибки и несовершенство нормативной и проектной документации периода строительства внесли ряд проблем, ограничивающих нормальную и безопасную эксплуатацию корпуса.

Проведение освидетельствования технического состояния ограждающих конструкций.

При обследовании стеновых ограждающих конструкций здания кузнечного корпуса особое внимание уделялось наиболее уязвимым для повреждения элементам и узлам соединений. Первоочередному контролю подлежали:

- соответствие конструкции и разрезки стен проекту;
- положение стеновых панелей в плоскости и из плоскости стен;
- целостность конструкций;
- качество заделки стыков;
- состояние закладных и накладных крепежных деталей;
- состояние защитного слоя бетона.

Задачей обследования являлось выявление отклонений фактического состояния конструкций от предусмотренного проектом, стандартами и нормами. При проведении обследования определялись дефекты конструкций, возникшие на стадии изготовления и монтажа, и повреждения, возникшие в результате действия нагрузок и условий эксплуатации. Обращалось внимание также на отклонения проектных решений от требований современных норм как в результате ошибок и просчетов, так и из-за несовершенства нормативных документов периода проектирования.

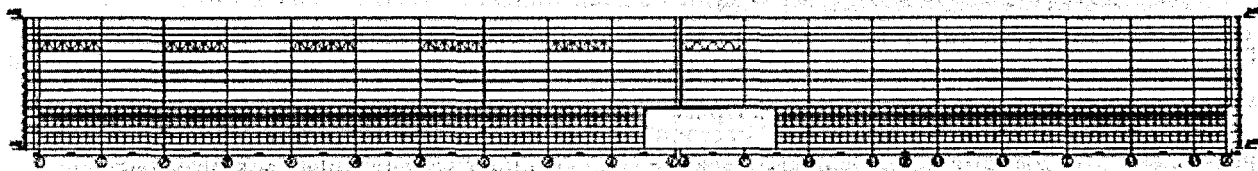


Рисунок 1.1 – Схема раскладки стеновых панелей по одной из осей кузнечного корпуса

Обследование проводилось с целью сбора необходимой информации для оценки технического состояния и принятия проектных решений по ремонту стеновых ограждающих конструкций.

Ограждающие конструкции выполнены в основном из крупных керамзитобетонных армированных стеновых панелей сплошного сечения длиной 12 м по типовой серии 1.432-3 «Керамзитобетонные однослойные стеновые панели длиной 12,0 м для отапливаемых зданий», разработанной центральным научно-исследовательским и проектно-экспериментальным институтом промышленных зданий и сооружений (ЦНИИПРОМЗДАНИЙ), и проекту, разработанному Белпромпроектом в 1976-82 гг. Отдельные узлы выполнены по типовой серии 2.430-4 в.1. (в настоящее время указанные серии типовых конструкций и деталей зданий и сооружений отменены).

Стены выполнены по навесной конструктивной схеме. Крепление рядовых панелей осуществлялось в основном с помощью двух коротышей из уголков 100x120x14, привариваемых к закладным деталям в панелях и к колоннам каркаса. Опорные консоли по высоте колонн устанавливались согласно серии и проекту.

Основные отмеченные дефекты и повреждения стеновых панелей:

- разрушение заполнения горизонтальных и вертикальных швов между панелями;
- смещение нижних граней панелей наружу из плоскости стен;
- отслоение защитных слоев бетона;
- локальные разрушения бетона;
- трещины силового характера.

Основные отмеченные дефекты и повреждения закладных и накладных крепежных деталей:

- дефекты сварных швов узлов крепления стеновых панелей к каркасу;
- отсутствие в натуре заложённых в проекте узлов и деталей крепления;
- изменение конструкции узлов крепления подрядной организацией во время строительства;
- отсутствие антикоррозионного покрытия.

В результате проведенного обследования были установлены и другие факты более детально описанные далее.

Горизонтальные и вертикальные швы между панелями заполнялись цементно-песчаным раствором согласно проекту, при этом отсутствовало последующее заполнение швов снаружи мастикой УМС-50, как оговорено в проекте. В отдельных местах швы были заполнены гермитовым шнуром и расшиты цементно-песчаным раствором.



Рисунок 1.2 – Узел крепления парапетной панели выполнен с отклонением от проекта. Примененная вместо парапетной, рядовая стеновая панель прикреплена к надколоннику при помощи

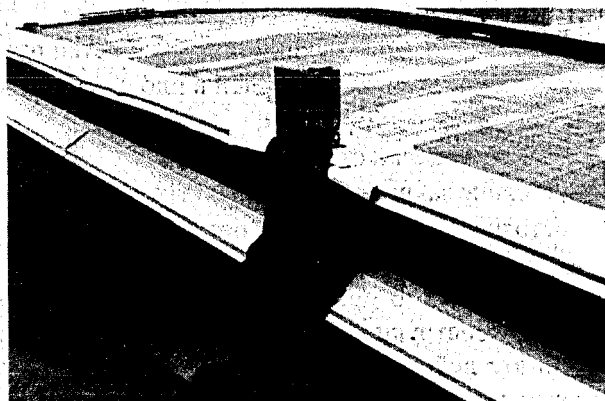


Рисунок 1.3 – Не серийное решение узла крепления парапетной панели. Вместо парапетной, применена рядовая стеновая панель.

швеллеров, одетых на боковые грани панели.

Коррозия закладных и накладных деталей.

Смещение панелей из плоскости стены было зафиксировано в 7 % конструкций от общего числа ограждений. Средняя величина смещения нижней грани составляла 40 мм.

Сколы защитного слоя и локальные разрушения бетона ограждающих конструкций были отмечены в 20 % от общего числа панелей.

Стеновые ограждения, имеющие трещины силового характера, встретились лишь в нескольких случаях.

В результате выполнения зачисток и контроля качества сварных швов полевыми методами в 5 % случаев были обнаружены некачественно выполненные швы (неравномерные по толщине поры,

шлаковые включения, подрезы основного металла) и трещины в швах, появившиеся за период эксплуатации здания.

Натурным обследованием было установлено также, что стеновые панели не были закреплены по нижней грани из плоскости, как оговорено в проекте (типовая серия не оговаривает такой способ крепления).

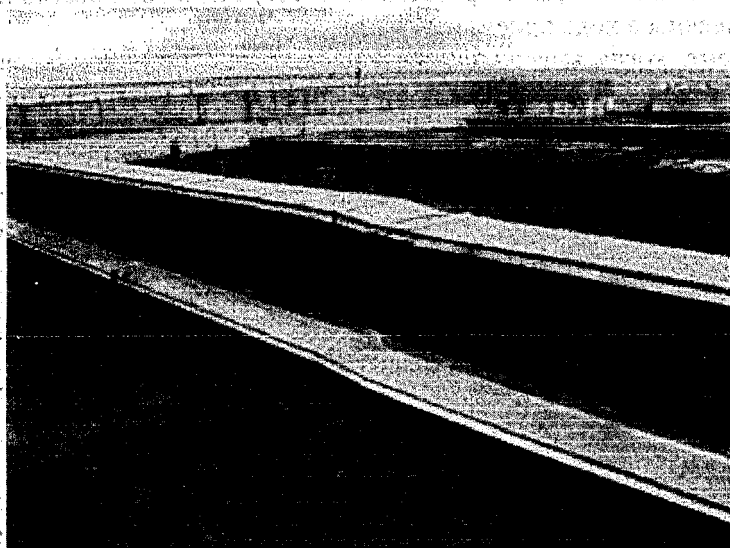


Рисунок 1.4 – Парапетная панель смещена из плоскости стены

Необходимо отметить также, что в период строительства производилась приемка на стройплощадке и монтаж марок конструкций, не соответствующих проекту и серии. Например, монтируемые парапетные стеновые панели были заменены рядовыми, с изменением серийного и проектного узлов крепления.

Антикоррозионное покрытие отдельных металлических закладных и накладных деталей крепления ограждающих конструкций не соответствует проекту. Все закладные детали, соединительные элементы и опорные консоли должны были быть оцинкованы способом металлизации в процессе изготовления. Монтаж стеновых панелей без цинкового покрытия закладных и соединительных элементов запрещался проектом. Аналогичная ситуация наблюдалась и с монтажными сварными швами, которые также должны были покрываться слоем цинка.

ВЫВОДЫ

В результате проведенных визуальных наблюдений за поведением ограждающих конструкций во время работы внутрицехового технологического оборудования (в особенности мощных кузнечных молотов) были отмечены заметные колебания панелей из плоскости стен.

Колебания стеновых панелей не были ограничены деталями крепления, которые должны были устанавливаться по нижней грани панели согласно проекту. Таким образом, в результате колебаний разрушились вертикальные и горизонтальные швы между стеновыми панелями, выполненные из цементно-песчаного раствора.

Нижняя незакрепленная грань отдельных ограждающих конструкций постепенно «сползла» наружу из плоскости стены.

Стеновые панели кузнечного корпуса были смонтированы не в полном соответствии с проектом, в результате чего они, имея большее количество степеней свободы, получили возможность колебаться и смещаться, при этом разрушая заполнение швов.

Отмеченные в результате обследования разрушения защитного слоя, вероятнее всего, были вызваны некачественным монтажом и нарушением норм по складированию конструкций.

Обнаруженные в отдельных стеновых панелях трещины силового характера, их современное состояние и состояние соседних с ними конструкций дают основание полагать, что конструкции были смонтированы уже будучи не пригодными к эксплуатации.

Как уже ранее упоминалось, парапетные стеновые панели были заменены рядовыми, в которых отсутствуют необходимые закладные детали. При этом были изменены типовые серийные и проектные узлы крепления. Так как проектная и исполнительская документация на изменение указанных

узлов не была представлена, то можно сделать вывод, что монтажная организация проводила работы по устройству указанных узлов без согласования с проектной организацией.

При проведении обследования были выявлены и другие отклонения при производстве строительно-монтажных работ. Указанные отступления от проекта не были отмечены авторским надзором и не нашли отражения в актах на скрытые работы. Эти отступления от проекта и строительных норм, должны были быть выявлены в ходе приемки объекта.

Создался прецедент, когда выяснилось поведение легкобетонной стеновой панели пролетом 12м при длительном воздействии динамических нагрузок от технологического оборудования. Ударные волны, вызванные работой кузнечного молота, раскачивают и изгибают стеновые панели вследствие их недостаточной жесткости. В результате можно сделать вывод о необходимости ограничении использования большепролетных ограждающих легкобетонных стеновых конструкций в зданиях с мощным кузнечным и подобным ему оборудованием. Таким образом, выбор проектной организации в применении ограждающих конструкций такого типа в данных условиях был недостаточно верным.

Также хочется подчеркнуть, что примененные материалы и узлы для заделки горизонтальных и вертикальных швов между стеновыми панелями при проектировании были подобраны без учета динамического воздействия на панели внутрицехового оборудования, что вызвало выкрашивание и разрушение швов. В сериях типовых конструкций и деталей зданий и сооружений того времени приводились узлы с заполнением швов упругими прокладками, которые могли бы значительно лучше воспринимать деформации стеновой панели.

Результатом проведенной работы явилась разработка рекомендаций и решений по восстановлению безопасной эксплуатации и продлению долговечности ограждающих конструкций кузнечного корпуса. Также было рекомендовано проводить ежегодные весенние осмотры для освидетельствования технического состояния конструкций корпуса и своевременно обращаться в специализированные организации для проведения плановых и внеплановых обследований технического состояния строительных конструкций.

Для недопущения вышеуказанных случаев рекомендуется:

- при проектировании зданий и сооружений тщательно проводить исследования, нацеленные на выбор наиболее рациональной конструктивной схемы промышленных зданий и сооружений;
- производить строительство в строгом соответствии с требованиями проектной документации, строительных норм, правил и проектов производства работ;
- все изменения производить после согласования с представителями проектной организации;
- специалистам ИТР осуществлять пооперационный контроль качества выполняемых работ;
- представителям проектных организаций, осуществляющим авторский надзор при строительстве объектов, своевременно вносить изменения в проектную документацию и производить соответствующие согласования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 1.04.01-04. «Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации». – Минск.: РУП «Минсктиппроект», 2004. – 20с.
2. Постановление Коллегии Министерства Архитектуры и Строительства РБ N 34 от 16.04.2004. «О мерах по предупреждению аварийных ситуаций».
3. Письмо Министерства Архитектуры и Строительства РБ N 05-3-04/2633 от 22.04.2004 «О фактах обрушения СШ N 1 в г.п. Краснополье».
4. СНиП 2.01.07-85. «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования». – М.: Стройиздат, 1988 г. – 36с.
5. СНиП 2.01.07-85. «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (Дополнение)». М.: Стройиздат, 1989 г. – 8с.
6. СНиП 2.03.01-84*. «Бетонные и железобетонные конструкции». – М.: Стройиздат, 1985.
7. СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции» - Минск.: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 139с.
8. Керамзитобетонные однослойные стеновые панели длиной 12,0м для отапливаемых зданий. Рабочие чертежи. Серия 1.432-3. М.: ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, 1969г.
9. Монтажные детали панельных стен одноэтажных производственных зданий с железобетонным каркасом. Серия 2.430-4 вып.0, вып.1. М.: ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, 1972г.

УДК 624.012

Рак Н.А.

ВЛИЯНИЕ ПЛАСТИН ЗАКЛАДНЫХ ИЗДЕЛИЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ

ВВЕДЕНИЕ

Местное приложение сжимающей нагрузки на бетонные элементы в основном наблюдается в узлах опирания на них вышележащих элементов. При этом, как правило, на сопрягаемых плоскостях элементов имеются стальные закладные изделия в виде пластин с анкерными стержнями. В этом случае приложение нагрузки на бетон сопрягаемых элементов происходит через стальные пластины.

Наличие стальных пластин закладных изделий, как показывают результаты экспериментальных исследований [1-6], положительно сказывается на несущей способности и контактных деформациях бетона при местном сжатии.

В связи с этим дальнейшее совершенствование методики расчета конструкций при местном сжатии, на наш взгляд, должно проводиться на основе использования расчетной модели бетона, позволяющей учитывать геометрические размеры и физико-механические свойства структурных составляющих бетона, а также расположение площадки приложения нагрузки по отношению к расположению структурных составляющих.

ПАРАМЕТРЫ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ

Предложенная в работе [7] структурно-механическая модель бетона является трехмерной двухкомпонентной, состоящей из матрицы в виде окаменевшего цементно-песчаного раствора и включений в нее в виде равновеликих шарообразных зерен крупного заполнителя. При этом схема упаковки последних принята регулярной с координационным числом 12, т.е. около каждого из зерен на одинаковом расстоянии от него расположено 12 зерен.

Радиус ρ_3 зерна крупного заполнителя принимается из условия равенства удельной поверхности зерен модели и фактической удельной поверхности крупного заполнителя и определяется по формуле

$$r_3 = \frac{3}{S_{уз} \cdot \rho_3}, \quad (1)$$

где $S_{уз}$ и ρ_3 — соответственно удельная поверхность и плотность крупного заполнителя.

Половина расстояния между зернами крупного заполнителя δ_m принимается исходя из состава бетонной смеси, а также свойств ее составляющих и определяется по формуле

$$\delta_m = \left(\sqrt[3]{\frac{(1 - m_{пз}) \cdot \rho_3}{G_3}} - 1 \right) \cdot r_3, \quad (2)$$

где $m_{пз}$ — пустотность крупного заполнителя в виброуплотненном состоянии, G_3 — расход крупного заполнителя на m^3 .

Тогда расстояние l между центрами зерен крупного заполнителя определяется по формуле $l = 2 \cdot (r_3 + \delta_m)$, а размеры элементарной ячейки модели в направлении осей x , y и z пространственной системы координат по формулам $l_x = l$; $l_y = \sqrt{3} \cdot l/2$; $l_z = \sqrt{2} \cdot l/\sqrt{3}$.

Физико-механические свойства крупного заполнителя и матрицы характеризуются модулями деформаций E_3 и E_m , коэффициентами поперечных деформаций μ_3 и μ_m .

Напряженно-деформированное состояние элементов структурно-механической модели бетона при осевом сжатии зависит от величины отношения модулей деформаций $n_E = E_3/E_m$, а также от величины приведенной полутолщины прослойки между зернами заполнителя $\beta = \delta_m/r_3$. Расчеты показали, что для тяжелого бетона величина параметра n_E изменяется в пределах от 1 до 8, а параметра β — от 0,05 до 0,7.

Для случая местного действия нагрузки помимо этих параметров на напряженно-деформированное состояние элементов модели будет влиять величина параметра $\gamma = r_0 / (r_1 + \delta)$ и относительный размер области приложения нагрузки $\phi = r_1 / r_0$, где r_0 — размер области приложения нагрузки, а r_1 — размера области распределения нагрузки. На практике параметр γ изменяется в пределах от 4 до 20, а параметр ϕ — в пределах от 1 до 10.

В случае приложения местной нагрузки на бетон через стальную пластину, помимо перечисленных выше параметров, дополнительно появляется геометрический размер (толщина) пластины. Физико-механические свойства материала пластины (сталь) характеризуются модулем упругости $E_{ст}$ и коэффициентом поперечных деформаций $\mu_{ст}$. В типовых железобетонных конструкциях толщина пластины закладного изделия, как правило, не превышает 12 мм. С целью оценки влияния толщины пластины и сопоставления с данными экспериментальных исследований [5, 6] было принято два уровня толщины пластины — 6 и 12 мм.

На основе перечисленных параметров расчетной модели бетона с использованием пакета программ конечно-элементного анализа NASTRAN FOR WINDOWS была разработана конечно-элементная модель бетона, по которой впоследствии выполнялись расчеты при различных условиях приложения силовых воздействий.

Размеры структуры модели определялись по приведенным выше формулам для следующих данных о составе бетона: пустотность крупного заполнителя в виброуплотненном состоянии $m_{пз} = 0,3084$; расход крупного заполнителя $G_3 = 920 \text{ кг/м}^3$; удельная поверхность крупного заполнителя $S_2 = 0,385 \text{ м}^2/\text{кг}$; плотность крупного заполнителя $\rho_3 \approx 2600 \text{ кг/м}^3$. Тогда радиус r_3 зерна крупного заполнителя составил 3 мм; а половина расстояния между зернами крупного заполнителя $\delta_m = 0,75 \text{ мм}$.

В качестве примера на рис. 1 показана конечно-элементная модель бетонного куба размером $105,0 \times 105,0 \times 106,07 \text{ мм}$ с расположенной на верхнем торце стальной пластиной толщиной 12 мм. Конечно-элементная модель центрально загружена по нижней и верхней плоскости жесткими штампами размерами $52,5 \times 52,5 \text{ мм}$, передающими нагрузку на стальную пластину.

В силу симметрии приложения нагрузки для уменьшения размерности задачи смоделирована 1/16 часть куба и соответствующая ей 1/8 часть пластины. Смоделированная часть куба получена его разделением тремя плоскостями симметрии. Действие на смоделированную часть куба каждой из 3 примыкающих к ней его частей заменено наложением в плоскостях разреза связей на перемещения в направлении, перпендикулярно этим плоскостям.

Смоделированная часть пластины получена разрезом пластины по двум вертикальным плоскостям симметрии. Действие на смоделированную часть пластины каждой из 2 примыкающих к ней ее частей заменено наложением в плоскостях разреза связей на перемещения в направлении, перпендикулярно этим плоскостям.

Приложение нагрузки осуществлялось заданием по плоскости приложения жесткого штампа на пластину постоянного по его площади перемещения, равного 0,059 мм при толщине пластины 6 мм и 0,065 мм при толщине пластины 12 мм, что соответствует средней относительной деформации образца (в области между штампами), примерно равной 1‰.

Расчеты выполнялись при трех размерах площади приложения нагрузки — 22,5 мм, 52,5 мм и 105 мм.

При расчете, кроме картин распределения главных сжимающих и растягивающих напряжений, определялись величины реакций в связях по нижнему торцу модели и величина их равнодействующей, а также ее положение в системе координат модели. Кроме того, для моделей со стальными пластинами дополнительно определялись те же параметры для сечения, расположенного по низу пластины.

Следует отметить, что деформирование модели производилось не приложением нагрузки, а путем задания постоянного перемещения узлов верхнего торца модели, расположенных в пределах условного жесткого штампа. Поэтому величина нагрузки, приложенной к модели, заранее известна не была и могла быть получена только в результате расчета. В связи с этим дополнительно производилось определение возникших при деформировании модели усилий в узлах верхнего торца, получивших заданное перемещение. После чего определялась величина их равнодействующей и ее положение в системе координат модели.

При всех расчетах принималось $E_3 = 90 \text{ ГПа}$, $\mu_3 = 0,2$, $E_m = 30 \text{ ГПа}$ и $\mu_m = 0,2$, $E_{ст} = 200 \text{ ГПа}$, $\mu_{ст} = 0,3$.

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Результаты расчета по разработанным конечно-элементным моделям свидетельствуют о весьма высокой неоднородности напряжений в компонентах структуры бетона в зоне приложения местных нагрузок, которое следует учитывать при разработке инженерной методики деформационного расчета железобетонных элементов при местном сжатии. При этом следует принимать во внимание, что основные силовые потоки в бетоне ориентированы по линиям, соединяющим центры зерен крупного заполнителя, а остальная область бетона остается сравнительно менее нагруженной (рис.2).

Сопоставление характера распределения напряжений с полученными ранее в работе /8/ при анализе напряженно-деформированного состояния бетона при местном сжатии, при условии приложения нагрузок непосредственно на бетон, свидетельствует о том, что наличие пластины значительно сглаживает напряженное состояние бетона, находящегося под площадкой нагружения. Причем в особой степени этот эффект проявляется в области бетона, расположенной непосредственно около границы приложения нагрузки (рис. 2).

Анализ полученного при расчете характера распределения вертикальных напряжений по контакту пластины с бетоном (рис. 3) показал, что с увеличением толщины пластины увеличивается размер зоны передачи сжимающих напряжений, расположенной за пределами площади приложения нагрузки.

С учетом того, что при расчете моделей в пределах зоны нагружения прикладывались перемещения, обеспечивающие приблизительно равные относительные деформации, полученные вертикальные реакции R оказались зависимыми от площади нагружения и толщины пластины. Для обеспечения сопоставимости результатов были вычислены линейные перемещения (осадки) Δ_N площади приложения нагрузки для всех моделей при одинаковой величине нагрузки $N = 60$ кН. Как показали расчеты, основные результаты которых приведены в таблице, осадки Δ_N значительно уменьшаются с ростом размеров штампа при одинаковых условиях его опирания, а также уменьшаются при увеличении толщины пластины при одинаковом размере штампов (в случае, когда этот размер меньше размера нагружаемой плоскости элемента). Кроме того, были посчитаны для всех моделей средние, в пределах площадки нагружения, осадки низа пластин Δ_N . Оказалось, что средние осадки Δ_N бетонной плоскости уменьшались с увеличением толщины пластины, что свидетельствует о значительных распределительных свойствах пластин при действии местной сжимающей нагрузки. Причем интенсивность уменьшения осадок увеличивалась с уменьшением относительного размера площади нагружения.

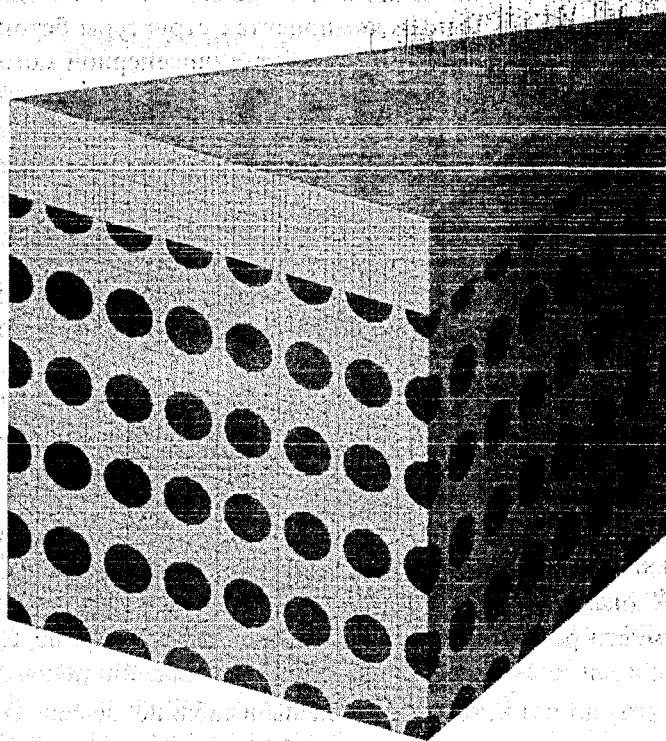
Таблица – Сопоставление результатов расчетов конечно-элементных моделей

r_0 , мм	γ	ϕ	δ_p , мм	Δ_R , МК	R , Н	Δ_N , МК	Δ_N , МК	c_1 , мм	c_2 , мм	c_3 , мм
22,5	6	4,67	0	53	9634	330	330	6,31	6,31	18,94
			6	59	15888	223	194	6,98	9,04	20,74
			12	65	21305	183	126	7,23	11,90	22,01
52,5	14	2	0	53	27410	116	116	14,58	14,58	20,71
			6	59	37383	95	89	15,96	16,70	22,61
			12	65	44470	88	77	16,33	18,33	23,28
105	28	1	0	53	59318	54	54	24,74	24,74	24,74
			6	59	65058	55	53	25,02	25,15	24,59
			12	65	70135	56	53	25,44	25,18	24,56

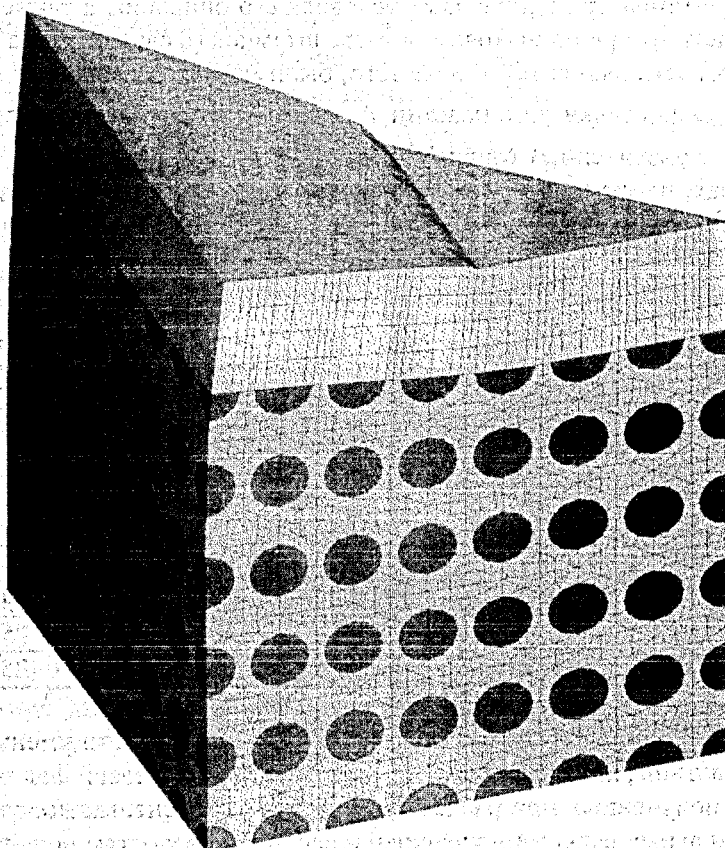
В то же время при нагружении модели по всей ее плоскости уменьшения осадки при увеличении толщины пластины, как и следовало ожидать, не наблюдалось.

На основе полученных при расчетах на конечно-элементных моделях данных были вычислены величины вертикальных реакций по верхней и средней плоскостям испытываемого на концентричное местное сжатие кубического образца, а также определено положение этих реакций. При этом испытываемый на концентричное местное сжатие кубический образец условно разделялся по диагональному сечению на две половины. Каждая из половин в свою очередь может быть составлена как набор из четырех соединенных определенным образом фрагментов, каждый из которых представляет собой рассчитанную методом конечных элементов модель (рис. 1).

а



б

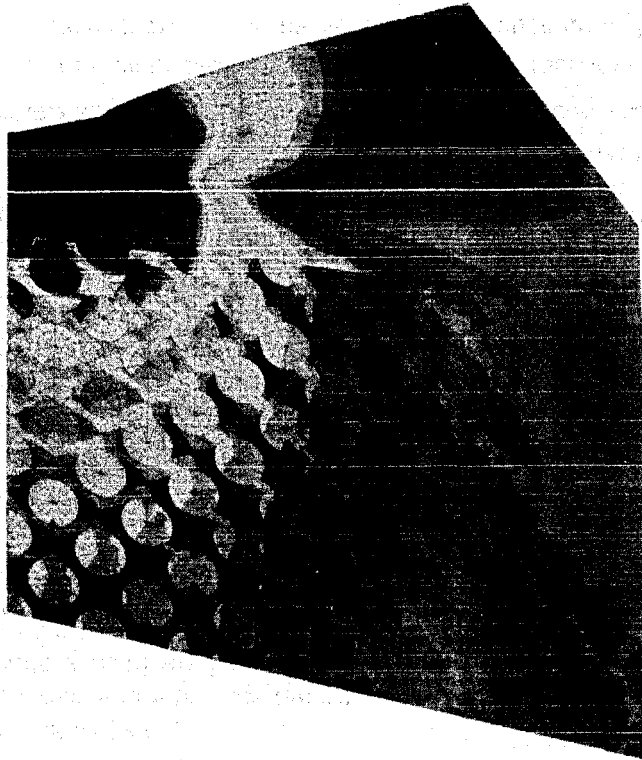


(а) — схема наложения связей и обозначение несилowych перемещений узлов под штампом;
 (б) — модель в деформированном состоянии;

Рисунок 1 — Общий вид 1/16 модели бетонного куба со стальной пластиной $\delta_p = 12$ мм при $r_0 = 52,5$ мм:

V: Main
L: Dis -65.033e-3 Al=3/14
C: Stamp 3/14

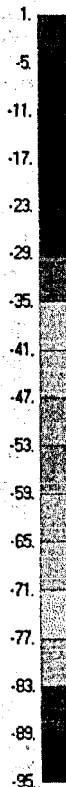
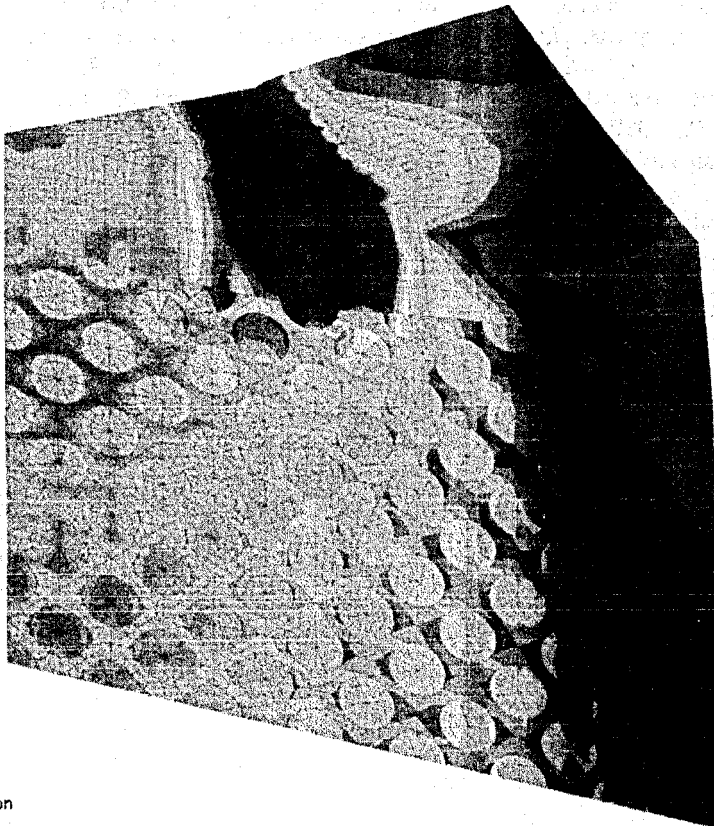
а



Output Set: 3/14 NASTRAN IterSol
Deformed(0.0656). Total Translation
Contour: Solid Min Prin Stress

V: Main
L: Dis -65.033e-3 Al=7/14
C: Stamp 7/14

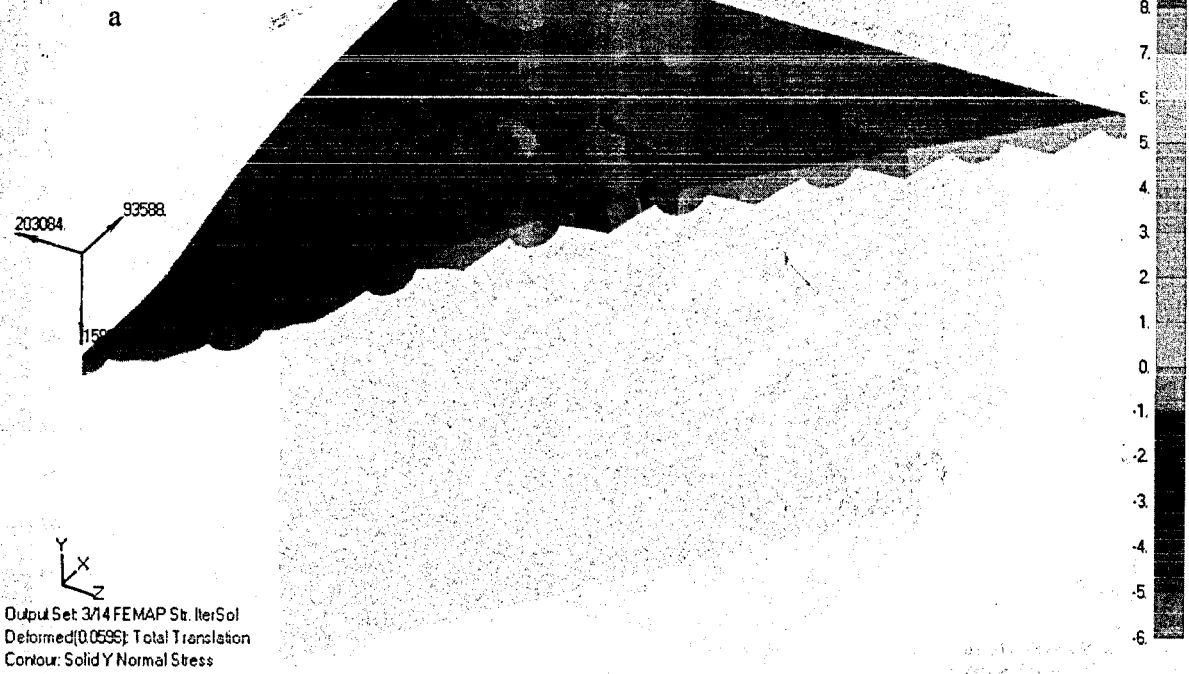
б



Output Set: 7/14 NASTRAN IterSol
Deformed(0.0656). Total Translation
Contour: Solid Min Prin Stress

Рисунок 2 – Общий вид КЭ-модели бетонного куба со стальной пластиной $\delta_p = 12$ мм и характер распределения главных сжимающих напряжений $\sigma_{мс}$ (МПа): а — при $r_0 = 22,5$ мм; б — при $r_0 = 52,5$ мм

V: Контакт S-B
 L: Dis -59.033e-3 Al=7/14
 C: Stamp 7/14
 G: Контакт S-B



V: Контакт S-B
 L: Dis -65.033e-3 Al=3/14
 C: Stamp 3/14
 G: Контакт S-B



Рисунок 3 – Характер распределения нормальных напряжений σ_y (МПа) на поверхности бетона при $r_0=22,5$ мм под стальной пластиной: а — при $\delta_p = 6$ мм; б — при $\delta_p = 12$ мм

Величины вертикальных реакций по всем плоскостям рассматриваемых половин испытываемого при концентричном местном сжатии образца можно определить по формуле $V = 4R$. Точки приложения вертикальной реакции располагаются в диагональной плоскости образца на расстояниях c_1 от вертикальной оси симметрии куба, где расстояния c_1 , c_2 и c_3 соответствуют верхней плоскости пластины, нижней плоскости пластины или верхней плоскости бетона, а также средней плоскости кубического образца.

Анализ приведенных в таблице данных показал, что с появлением пластин равнодействующие усилия на верхней и средней плоскостях бетона смещаются наружу. Причем величина смещения увеличивается с увеличением толщины пластины. Кроме того, наблюдается более интенсивное смещение равнодействующих при меньших размерах площади нагружения. Причем, как правило, равнодействующая на верхней плоскости бетона смещается наружу более интенсивно, чем равнодействующая по средней. В связи с этим распорное усилие в бетоне при увеличении толщины пластины снижается. В большей степени эта тенденция наблюдается при размере площадки нагружения, меньшем половины размера образца. При этом, если это отношение примерно равно половине, то распор при увеличении толщины пластины практически не изменяется.

Обращает на себя внимание тот факт, что точка приложения равнодействующей вертикальной нагрузки в плоскости низа пластины с увеличением толщины последней все больше отклоняется наружу от точки приложения равнодействующей вертикальной нагрузки в плоскости верха пластины.

В целом анализ полученных на конечно-элементных моделях результатов показал, что стальные пластины существенно улучшают работу бетона в области приложения местных сжимающих нагрузок, что следует учитывать при разработке методики расчета прочности и деформаций контактных зон железобетонных конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Заварзаев Г.Н. Платформенный стык с усилением внешним армированием тонколистовой сталью участков внутренних несущих стеновых панелей крупнопанельных зданий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / НИИЖБ. – М. 1988. – 19 с.
2. Клевцов В.А., Бирулин Ю.Ф., Заварзаев Г.Н. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии // Бетон и железобетон. – 1990. – № 2. – С. 16–18.
3. Гусева Т.К. Расчет и конструирование зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.15 / ЦНИИС. – М., 1991. – 20 с.
4. Рак Н.А. Расчет прочности опорных участков железобетонных конструкций при местном приложении нагрузки с учетом их конструктивных особенностей // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы Международной конференции. – Мн.: БелНИИС, 1997. – Т. 1, ч. 2. – С. 107–114.
5. Рак Н.А., Аль-Арики Н. Влияние условий приложения нагрузки на прочность тяжелого высокопрочного бетона при местном сжатии // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. – № 1(13) – С. 64–68.
6. Рак Н.А., Аль-Арики Н. Контактные деформации при местном сжатии элементов из тяжелого высокопрочного бетона // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1(19) – С. 151–157.
7. Рак Н.А. К построению методики расчета железобетонных конструкций с учетом неоднородности структуры бетона // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – № 1(7) – С. 90–99.
8. Рак Н.А. Исследование напряженно деформированного состояния элементов из высокопрочного бетона при местном сжатии с использованием метода конечных элементов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара. – Брест, БГТУ; 2001 - С. 162–168.

УДК 624.012.44

Рак Н.А.

К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ ОПОРНЫХ УЧАСТКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ МЕСТНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗКИ ЧЕРЕЗ СТАЛЬНЫЕ ПЛАСТИНЫ

ВВЕДЕНИЕ

Одним из наиболее ответственных элементов в системе каркаса здания и сооружения являются узлы сопряжения сборных железобетонных элементов. В примыкающих к узлам опорных частях элементов действуют значительные по величине нагрузки, приложенные по небольшим площадкам. С учетом ответственности узла сопряжения в опорных частях сопрягаемых железобетонных конструкций, как правило, предусматривают закладные изделия, содержащие пластины и анкерные стержни. Кроме того, во избежание образования и раскрытия продольных трещин при передаче усилий обжатия на опорном участке, как правило, устанавливают поперечную и косвенную арматуру.

Следует отметить, что вопросы расчета прочности бетона и железобетона при местном сжатии являлись предметом большого количества экспериментальных исследований бетонных элементов и элементов, усиленных косвенным армированием. Подробный анализ результатов основных исследований прочности бетонных элементов был выполнен автором [1] в период подготовки раздела СНБ 5.03.01-02 [2], посвященного расчету бетонных элементов при местном сжатии.

На основе этого анализа была предложена новая зависимость (1) для расчета прочности бетонных элементов при местном сжатии, которая по своей структуре в большей степени отражает физическую сущность процессов, происходящих в бетоне при его работе в условиях местного сжатия.

При этом расчетное сопротивление бетона смятию следует определять по формуле

$$f_{\text{суд}} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{\text{сд}} \quad (1)$$

где $f_{\text{сд}}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию;
 α — коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки;
 ω_u — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{сд}}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{\text{с1}}}{A_{\text{с0}}}} - 1 \right) \leq \omega_{u, \text{max}} \quad (2)$$

здесь k_u — коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии, принимаемый для тяжелого бетона по формуле $k_u = 0,8 \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{сд}}}$, но не менее 14;

k_f — коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия;
 $\omega_{u, \text{max}}$ — предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии;
 $A_{\text{с0}}$ — площадь смятия;
 $A_{\text{с1}}$ — площадь распределения, симметричная относительно центра площади смятия.

Как показали исследования усиленных косвенным армированием сжатых элементов, роль этого армирования проявляется, прежде всего, в создании дополнительного бокового обжатия бетона, которое, препятствуя образованию трещин отрыва, повышает прочность бетона на сжатие и величину его предельной сжимаемости [3].

Примерно ту же природу имеет и эффект повышения прочности бетона при местном сжатии в результате установки косвенного армирования.

Исследования прочности бетонных элементов, усиленных косвенным армированием, сравнительно немногочисленны. В большинстве из них предлагаются различные по своей структуре зависимости, имеющие, как правило, эмпирический характер.

Действующими нормами по проектированию железобетонных конструкций [1] установлено, что расчет прочности элементов из тяжелого бетона, усиленного косвенным армированием, при местном сжатии должен выполняться из условия

$$N_{\text{сд}} \leq f_{\text{суд, eff}} \cdot A_{\text{с0}} \quad (3)$$

где $N_{\text{сд}}$ — равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия $A_{\text{с0}}$;

$f_{\text{суд,eff}}$ — приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$f_{\text{суд,eff}} = f_{\text{суд}} + \varphi_0 \cdot \rho_{\text{xy}} \cdot f_{\text{yd,xy}} \cdot \varphi_s \quad (4)$$

здесь $f_{\text{суд}}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по (1);

φ_0 — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (5)$$

здесь $\psi = \frac{\rho_{\text{xy}} \cdot f_{\text{yd,xy}}}{\alpha \cdot f_{\text{сд}} + 10}$; ($f_{\text{yd,xy}}, f_{\text{сд}}$ — в Н/мм²);

$f_{\text{yd,xy}}$ — расчетное сопротивление арматуры сеток;

ρ_{xy} — коэффициент армирования, равный

$$\rho_{\text{xy}} = \frac{n_x \cdot A_{\text{sx}} \cdot l_x + n_y \cdot A_{\text{sy}} \cdot l_y}{A_{\text{eff}} \cdot s_n}, \quad (6)$$

здесь n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;

n_y, A_{sy}, l_y — то же, в другом направлении;

A_{eff} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения;

$A_{\text{с1}}, s_n$ — расстояние между сетками;

φ_s — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия, определяется по формуле

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{\text{с0}}}{A_{\text{eff}}}. \quad (7)$$

В случае, если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования, при определении площади смятия $A_{\text{с0}}$ и площади распределения $A_{\text{с1}}$ учитывается только площадь бетона внутри контура сеток.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более, чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

Как следует из рассмотрения приведенных выше формул, нормативная методика расчета на местное сжатие позволяет учитывать физико-механические свойства бетона, расположение площадки местного сжатия и характер распределения по ней нагрузки, степень косвенного армирования. Однако она не может в полной мере отразить все особенности работы опорных участков железобетонных конструкций, в которых, как правило, устанавливаются закладные детали. К таким особенностям по нашему мнению следует отнести совместную работу пластины закладной детали и бетона при восприятии поперечных растягивающих напряжений, что существенно повышает прочность бетона на смятие, а также работу на сжатие анкерных стержней детали.

Для оценки влияния пластин закладных изделий на работу узловых соединений в НИИЖБе и НИИМосстрое Г.Н. Заварзаевым были проведены испытания опытных образцов в виде призм размерами 15×15×60 см на действие местной нагрузки, приложенной симметрично через стальные штампы [4, 5]. Толщина пластин была принята равной 1, 2 и 4 мм. Образцы, торцы которых были усилены стальными пластинами, дополнительно армировались поперечными сварными сетками, установленными по высоте образца с шагом 50 мм. Сетки были изготовлены из арматуры Ø 8 А-I с ячейкой 65×65 мм. Первая сверху сетка была установлена на расстоянии 150 мм от верхнего торца. Были испытаны две серии образцов-призм, отличавшихся прочностью бетона (призменная прочность равнялась 35,5 и 26,7 МПа). В каждой из серий было по два эталонных образца, не имевших армирования сетками и стальными пластинами. Результаты испытаний показали, что образцы с усилением торцов стальными пластинами разрушались при больших нагрузках, чем эталонные образцы. Величина превышения составила в среднем 33, 38 и 47 % при толщине пластин соответственно 1, 2 и 4 мм. Изме-

рения поперечных деформаций бетона показало, что распределение этих деформаций по высоте приопорной зоны после постановки пластин значительно изменяется по сравнению с таковыми у эталонных образцов. По результатам испытаний сделан вывод о том, что увеличение толщины пластины свыше 4 мм неэффективно, поскольку, несмотря на некоторое повышение прочности приопорных зон, прочность стали пластин остается существенно недоиспользованной. На основании анализа экспериментальных данных расчет прочности приопорных зон конструкций при расчете на смятие рекомендовалось выполнять по формулам норм [6], умножая расчетную призматическую прочность на коэффициент

$$\gamma_s = 1 + \frac{0,1 \cdot t_s}{0,15 + 0,25 \cdot t_s}, \quad (8)$$

где t_s — толщина пластины в мм.

Как следует из формулы (8) повышение прочности приопорных зон за счет учета работы стальных пластин может составить не более 40 %.

Несущая способность зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах была исследована в ЦНИИСе Т.К. Гусевой на 30 железобетонных призматических образцах размерами 35×35×100 см. Концентрированная сжимающая нагрузка передавалась через жесткие цилиндрические штампы круглого сечения диаметрами 10 см или 15 см. Толщина листа распределительного закладного изделия изменялась от 1 до 4 см. Испытания показали, что с увеличением толщины листа увеличивается площадь бетона, на который распределяется нагрузка. Однако с некоторого минимального значения толщины листа при последующем увеличении контактная прочность бетона равна прочности на сжатие.

В проведенных в Белорусском национальном техническом университете исследованиях прочности образцов из высокопрочного бетона (кубиковая прочность 70-95 МПа) при местном концентрированном сжатии стальными штампами [7] было установлено, что наличие стальной пластины повысило прочность образцов при толщине пластины 6 мм на 22..36 %, а при толщине 12 мм на 40..62 %. При этом степень увеличения практически не зависит от размеров штампа и их соотношения с размерами образца.

Полученное при этих испытаниях напряженно-деформированное состояние образцов свидетельствует о том, что стальные пластины частично распределяют нагрузку от штампа на бетон, расположенный за пределами штампа по его периметру. При этом размер образовавшегося под штампом клина сохраняется таким же, как и в образцах без пластин, т.е. основанием клина является площадка нагружения. Следовательно, несущая способность этого бетона на местное сжатие может быть определена по приведенной выше формуле (2), принимая $k_u = 14,5$ и $k_f = 1,0$.

Включение в работу бетона, расположенного по периметру штампа в пределах полосы шириной d_{add} , обеспечиваемое стальной пластиной, рекомендовалось учитывать добавлением дополнительного слагаемого N_{add} , определяемого по формуле

$$N_{add} = f_c \cdot A_{c,add}, \quad (9)$$

где f_c — цилиндрическая прочность бетона,

$A_{c,add}$ — площадь бетона, расположенного по периметру штампа, в пределах полосы шириной d_{add} .

При этом ширину полосы d_{add} предложено определять по формуле

$$d_{add} = \delta_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_c}}, \quad (10)$$

где δ_p — толщина пластины,

f_y — расчетное сопротивление стали пластины.

Как видно из приведенного выше краткого обзора, результаты экспериментальных исследований прочности опорных зон конструкций, усиленных торцевой стальной пластиной, весьма противоречивы, а предложения по учету влияния пластин на прочность опорных зон исходят из различных предпосылок, что неизбежно приводит к существенно различающимся расчетным значениям разрушающих нагрузок.

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В 1988 году в Белорусском политехническом институте (ныне БНТУ) автором были проведены исследования работы опорных участков железобетонных конструкций при местном сжатии. Для изуче-

ния напряженно-деформированного состояния опорных участков железобетонных конструкции при местном сжатии была проведена серия из 32 испытаний стальными штампами опытных образцов опорных участков стропильной конструкции. Результаты экспериментальных исследований ранее не публиковались, хотя частично были рассмотрены в работе автора [8].

Опытные образцы представляли собой фрагменты опорного узла фермы, содержащие в себе основные элементы армирования (закладные детали, рабочая продольная арматура, конструктивный каркас, сетки косвенного армирования). Опытные образцы с проектными размерами 240×600×600 мм были изготовлены в стальной опалубке, твердение бетона происходило в естественных условиях. В период проведения испытаний призмная прочность бетона и начальный модуль деформаций составили соответственно 35,5 МПа и 33 000 МПа. Закладная деталь состояла из пластины (размер в плане 240×300 мм, толщина 12 мм) и приваренных нормально к ней 8 стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Стержни размещались с шагом 70 мм в два ряда, ориентированных в плоскости опорного участка и расположенных на расстоянии 35 мм от грани пластины. Рабочая продольная арматура каркаса была принята в виде 4 стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Конструктивный каркас состоял из двух половин, каждая из которых представляла собой загнутую с двух сторон плоскую сетку, выполненную из стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Шаг вертикальных стержней сетки 140 мм, а горизонтальных — 220 мм. Сетки косвенного армирования выполнены в виде гребенок из стержней диаметром 8 мм из арматуры класса АI, установленных с шагом 70 мм. Сетки косвенного армирования установлены в каждом опорном узле в количестве 4 штук с шагом 70 мм при чередовании направления гребенок. В местах установки сеток косвенного армирования были вырезаны участки горизонтальных стержней конструктивного каркаса. Фактическая ширина опытных образцов оказалась несколько больше проектной и изменялась в пределах 245..265 мм (в среднем 250 мм).

Каждый из образцов содержал по два опорных узла, расположенных по диагонали. Это позволило на каждом из восьми опытных образцов произвести по 4 испытания (два при опирании штампа на пластину закладной детали и два непосредственно на бетон).

Выбор места расположения штампа определялся фактически возможными положениями сжатой зоны бетона стропильной конструкции при работе узлов сопряжения стропильной конструкции с колоннами одноэтажных производственных зданий в различных плоскостях. Расположение штампа в испытаниях серии МС соответствует положению сжатой зоны различной высоты при работе узла в плоскости продольной рамы каркаса. Испытания по сериям М и С соответствует положению сжатой зоны у наружной и внутренней граней пластины закладной детали колонны, т.е. при работе узла на изгиб в различном направлении в плоскости поперечной рамы каркаса.

Испытания образцов опорных участков железобетонных конструкций проводились на прессе грузоподъемностью 5000 кН. Образец устанавливался на нижнюю плиту прессы. После установки штампа между ним и верхней подушкой прессы укладывались пластина и два слоя фторопласта. Таким образом, было устранено возможное влияние на прочность образцов трения между штампом и подушкой прессы. После установки приборов производилось загрузке образца до нагрузки, составляющей примерно 10..15 % от предполагаемой разрушающей. По показаниям индикаторов определяли характер перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности образца. Если индикаторы, расположенные рядом со штампом, фиксировали отрыв штампа, то производили разгрузку, передвигали весь образец по нижней плите прессы и осуществляли повторное загрузку до тех пор, пока все указанные выше индикаторы не фиксировали осадку штампа. Нагружение образцов производили до разрушения образцов этапами, равными примерно 10% от предполагаемой разрушающей нагрузки.

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

Испытания образцов опорных участков при краевом приложении местной сжимающей нагрузки (серия МС) показали сложный характер напряженного состояния бетона в области местного сжатия. Распределение деформаций на боковых гранях образцов уже с первых этапов нагружения было крайне неравномерным как по поперечному сечению, так и по высоте. В каждом из контролируемых поперечных сечений наибольшие напряжения сжатия наблюдались непосредственно под штампом, по мере удаления от него быстро уменьшались, а на некотором расстоянии появлялись уже растягивающие напряжения. По высоте образца напряжения также затухали очень интенсивно, а на расстоянии 25..35 см от нагруженной плоскости распределение напряжений по поперечному сечению примерно соответствовало его распределению по формулам сопротивления материалов. Следует отме-

туть, что с ростом нагрузки на штамп неравномерность распределения деформаций бетона, как по сечению, так и по высоте увеличивалась.

Первые трещины, как правило, образовывались на той боковой грани, к которой примыкал штамп, примерно посередине его длины. Трещина была практически вертикальной (угол наклона к вертикали в пределах 10°). При дальнейшем увеличении нагрузки происходило образование наклонных трещин, начинающихся под наружным краем штампа, а затем происходил скол углового блока бетона, который отделялся от основного массива наклонной трещиной, вышедшей на торец образца. К этому времени в области бетона под штампом образовывался клин из уплотненного бетона, который, перемещаясь вниз перед штампом, раскалывал бетон в параллельном боковой грани направлении. Раскалывание сопровождалось отслоением бетона боковой грани, расположенного между наклонной гранью клина и боковой поверхностью образца (рис. 1, 2).

Основные результаты испытаний при краевой схеме приложения местной сжимающей нагрузки (серия МС) приведены в таблице 1 и свидетельствуют о значительном влиянии пластины на прочность образцов. Оно проявилось в увеличении площади смятия бетона при одинаковом размере штампа, а также в эффекте сдерживания поперечных растягивающих деформаций в бетоне под штампом. В результате этого нагрузки образования трещин и разрушения для образцов со штампами одинакового размера в 1,5..3 раза больше в случае опирания штампов на пластину, чем при их опирании непосредственно на бетон. Причем, чем меньше поперечный размер штампа h_1 , тем больший эффект достигается от наличия пластины под штампом. Это объясняется относительно большим увеличением площади дополнительно включающегося в работу бетона по сравнению с площадью штампа.

Влияние размера штампа h_1 на нагрузку наиболее значительно проявилось при переходе от $h_1 = 4$ см к $h_1 = 8$ см. При этом качественно изменилась работа бетона на смятие. В первом случае почти весь объем бетона под штампом, превращающийся в жесткий клин, располагается в пределах защитного слоя арматурных стержней каркаса и анкерных стержней закладной детали. Во втором случае большая часть жесткого клина попадает в область бетона, ограниченную пластиной закладной детали, арматурными стержнями каркаса и сетками косвенного армирования. При наличии столь интенсивного армирования создается обойма для этой области бетона, значительно повышающая его прочность.

Дальнейшее возрастание доли бетона, находящегося в армированном объеме образца при переходе к $h_1 = 12$ см, еще более увеличивает нагрузку при разрушении.

Таблица 1 – Основные результаты испытаний опытных образцов и расчетов при краевом нагружении

Шифр	b_1 , мм	h_1 , мм	N_u , кН	$\omega_{\text{суд,эф}}^*$	$N_{u,1}$, кН	$N_{u,2}$, кН	$N_{u,\text{cal}}$, кН	$\frac{N_{u,\text{cal}}}{N_{u,\text{obs}}}$
МС-4-б1	40	140	387	1.947	264	232	264	0.683
МС-4-б2			247	1.242	267	236	267	1.081
МС-4-б3			427	2.148	263	198	263	0.615
МС-8-б1	80		1083	2.724	527	860	860	0.794
МС-8-б2			867	2.181	544	862	862	0.994
МС-12-б1	120		1867	3.130	796	1461	1461	0.782
МС-12-б2			1433	2.403	808	1456	1456	1.016
МС-4-а1	40		1043	5.246	1065	600	1065	1.022
МС-4-а2			1140	5.734	1109	620	1109	0.972
МС-4-а3			973	4.894	1111	602	1111	1.142
МС-8-а1	80		2050	5.156	1877	1440	1877	0.916
МС-8-а2			1787	4.494	1939	1473	1939	1.085
МС-8-а3			1950	4.904	1859	1358	1859	0.953
МС-8-п			1547	3.891	1958	1478	1958	1.266
МС-12-а1	120		2467	4.136	2746	2359	2746	1.113
МС-12-а2			2450	4.108	2831	2283	2831	1.156

*Посчитан по формуле $\omega_{\text{суд,эф}} = \frac{N_u}{f_c \cdot b_1 \cdot h_1}$

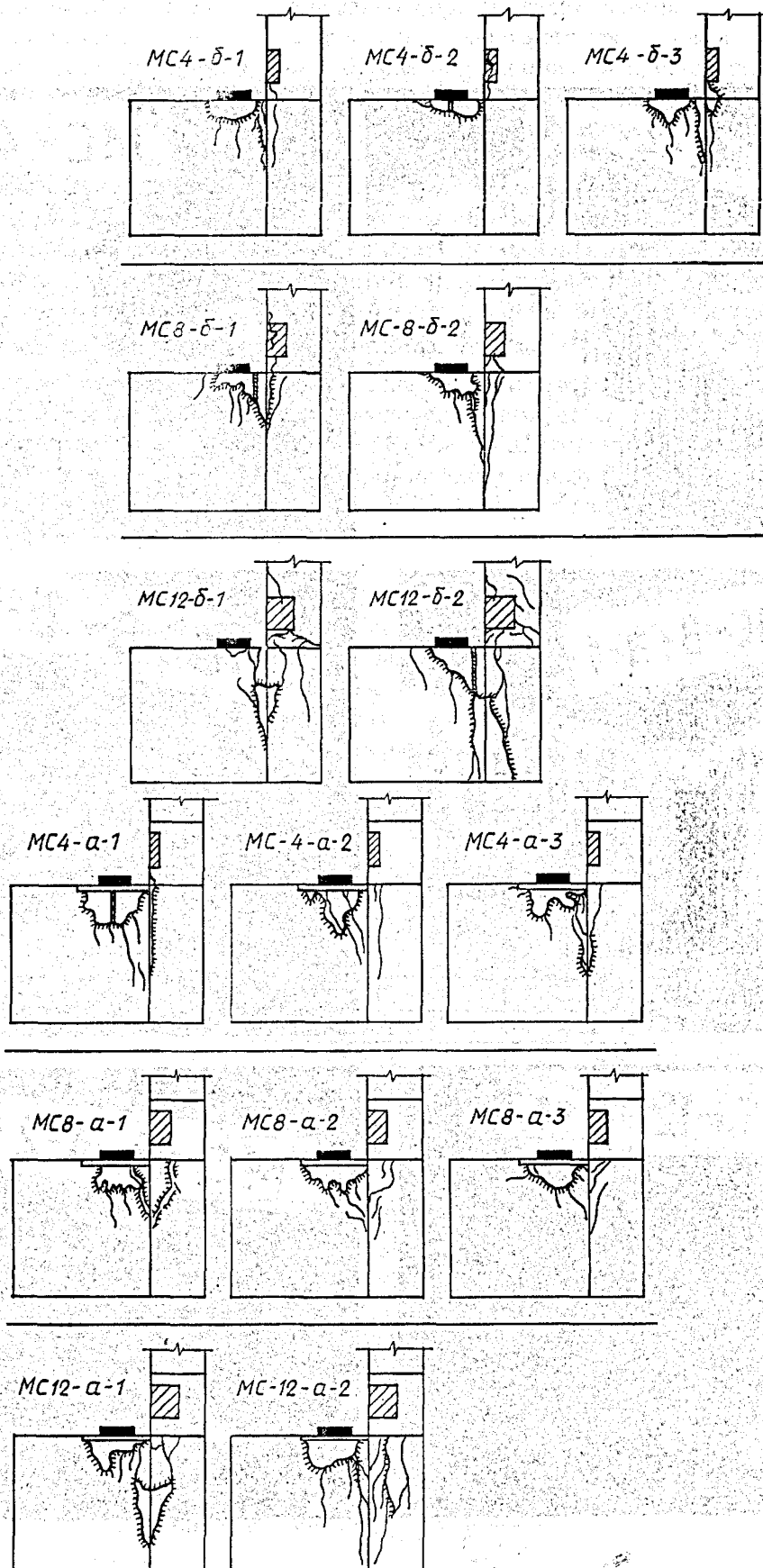


Рисунок 1 – Схемы разрушения образцов, испытанных при краевом нагружении.

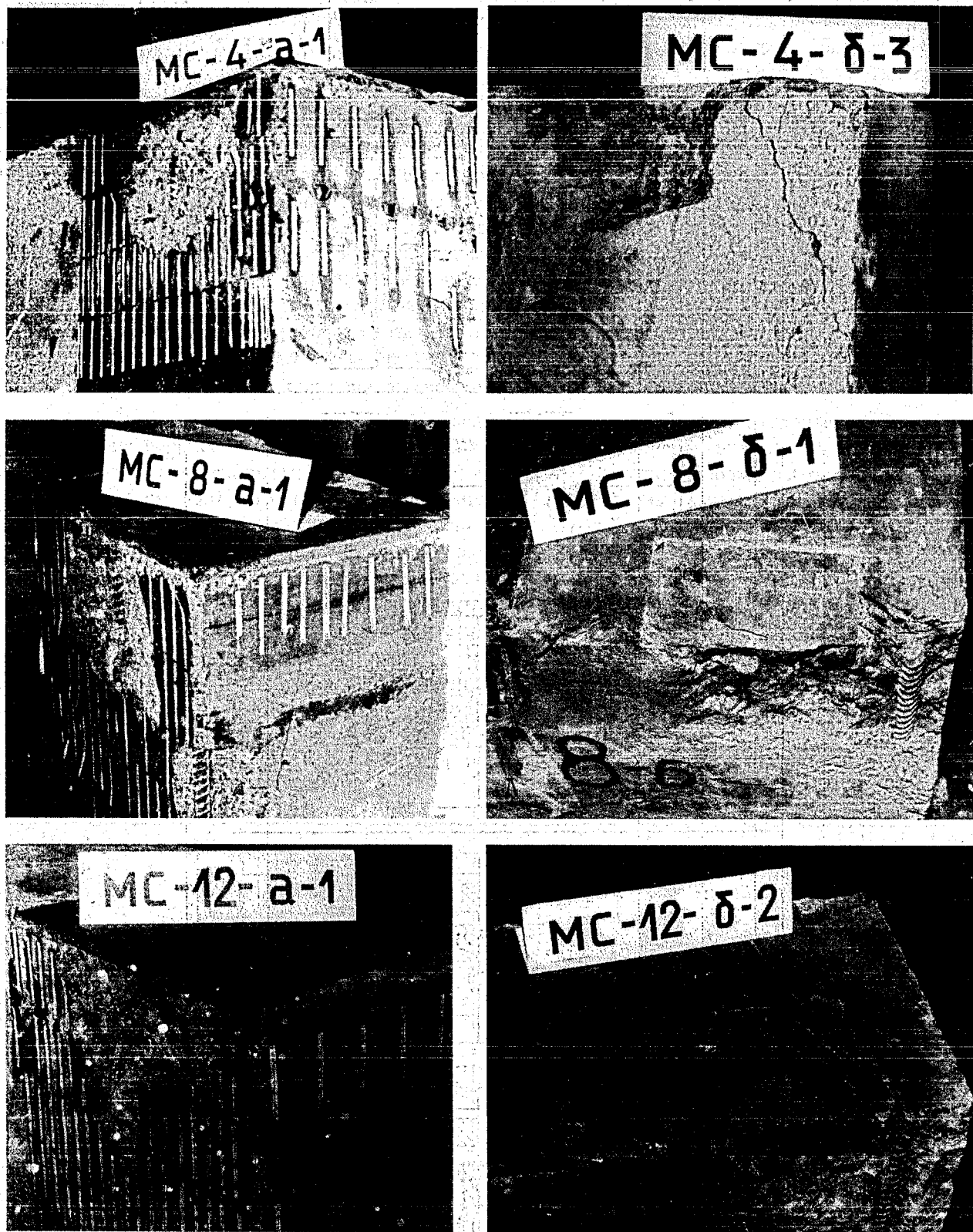


Рисунок 2 – Характер разрушения образцов, испытанных при краевом загрузении

При испытаниях серий М и С сначала, как правило, образовывалась вертикальная трещина под серединой штампа, затем появлялась наклонная трещина от наружного края штампа. При дальнейшем нагружении происходило образование клина бетона под штампом и происходил сдвиг этого клина, сопровождавшийся отслоением бетона сбоку клина и образованием радиальных трещин. После этого сравнительно небольшое повышение нагрузки приводило к разрушению образца. При одинаковых условиях (размеры штампа, вид основания) разрушающая нагрузка при расположении штампа по схеме С превышает в 1,4..1,8 раза разрушающую нагрузку при схеме М. Это можно объяснить повышением сопротивления бетона поперечному растяжению под штампом по мере удаления нагружаемой области бетона от торцевой поверхности образца. Приведенная закономерность характерна для любого из принятых размеров полосового штампа и вида основания.

Относительное повышение разрушающей нагрузки при переходе от опирания на бетон к опиранию на пластину выше для меньшего размера h_1 штампа, что также было ранее установлено для образцов серии МС и имеет то же обоснование. Пластина в образцах всех серий оказывала сдерживающее влияние на прилегающий бетон и распределяла усилие смятия на области бетона, примыкающие к штампу. При отсутствии пластины в бетоне под краями штампа имеет место концентрация значительных по величине срезающих напряжений, приводящих к сдвигу бетона по плоскостям жесткого клина. При наличии пластины наблюдается плавный характер ее изгиба за пределами штампа, что обеспечивает лучшие условия работы бетона.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ОПОРНЫХ УЧАСТКОВ

Анализ результатов исследований позволил разработать методику расчета прочности опорных участков железобетонных конструкций, основанную на основных положениях норм проектирования [2].

При расчете на местное смятие при отсутствии стальных пластин закладных изделий следует производить расчет для следующих возможных схем разрушения:

- по неармированному бетону (без учета косвенного армирования);
- по косвенно армированному бетону.

При этом в качестве несущей способности на местное смятие принимается наибольшая из двух полученных величин.

Таблица 2 – Основные результаты испытаний опытных образцов и расчетов при полосовом нагружении

Шифр	b_1 , мм	h_1 , мм	N_u , кН	$\omega_{\text{суд,eff}}^*$	$N_{u,1}$, кН	$N_{u,2}$, кН	$N_{u,\text{cal}}$, кН	$\frac{N_{u,\text{cal}}}{N_{u,\text{obs}}}$
С-2-61	240	20	1350	7.313	717	1152	1152	0.853
С-2-62			1200	6.501	740	1172	1172	0.976
М-2-61			927	5.022	517	926	926	0.998
М-2-62			1040	5.767	504	918	918	0.883
С-4-61	240	40	2133	6.259	1000	1848	1848	0.866
С-4-62			2133	6.259	983	1840	1840	0.863
М-4-61			1560	4.577	756	1499	1499	0.961
М-4-62			1653	4.850	763	1500	1500	0.907
С-2-а1	240	20	2417	14.184	1853	1607	1853	0.767
С-2-а2			2300	13.498	1904	1623	1904	0.828
М-2-а1			1640	9.624	1637	1414	1637	0.998
М-2-а2			1640	9.624	1676	1414	1676	1.022
С-4-а1	240	40	2717	7.972	2670	2339	2670	0.983
С-4-а2			2850	8.363	2679	2355	2679	0.940
М-4-а1		40	1750	5.135	2246	1923	2246	1.284
М-4-а2			1917	5.625	2363	1947	2363	1.232

* Посчитан по формуле $\omega_{\text{суд,eff}} = \frac{N_u}{f_c \cdot b_1 \cdot h_1}$

При расчете по прочности неармированного бетона в расчетную площадь A_{c0} следует включать всю площадь приложения нагрузки, а при расчете по прочности косвенно армированного бетона

только ту часть этой площади, которая расположена в пределах косвенно армированного бетона. При этом усиленным косвенным армированием считается бетон, заключенный внутри контура крайних стержней конструктивного каркаса.

При определении коэффициента армирования ρ_{xy} допускается учитывать не только стержни сеток косвенного армирования, но и стержни арматурных каркасов, имеющие надежную анкерровку в бетоне.

Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования ϕ_0 , а также приведенного сопротивления бетона смятию $f_{\text{суд,eff}}$ по формуле (4) произведение $\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}}$ рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}} = \sum (\rho_i \cdot f_{\text{yd,i}}), \quad (11)$$

где объемные коэффициенты армирования ρ_i определяются согласно следующим формулам, используемые в которых геометрические параметры приведены на рис. 4:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{\text{ef}} \cdot 2a} \quad \text{для продольной арматуры каркаса;}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{s_2 \cdot 2a} \quad \text{для сеток косвенного армирования;}$$

$$\rho_3 = \frac{A_{s3}}{s_3 \cdot 2a} \quad \text{для поперечной арматуры каркаса.}$$

По приведенным выше формулам были выполнены расчеты прочности испытанных образцов при следующих исходных данных ($A_{s1} = 254 \text{ мм}^2$; $A_{s3} = 154 \text{ мм}^2$; $f_{\text{yd,1}} = 460 \text{ МПа}$; $f_{\text{yd,3}} = 460 \text{ МПа}$; $a = 50 \text{ мм}$; $b_{\text{ef}} = 200 \text{ мм}$; $s_2 = 70 \text{ мм}$; $s_3 = 140 \text{ мм}$). Результаты расчетов свидетельствуют (таблицы 1 и 2), что рекомендуемая методика позволяет вполне удовлетворительно оценить прочность опорных участков, не имеющих армирования торца стальной пластиной. Среднее по 15 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 0,885 при коэффициенте вариации 0,128.

При расчете на местное смятие опорных участков, усиленных стальными пластинами закладных изделий, следует производить расчет для следующих возможных схем разрушения:

- по бетону, усиленному стальными пластинами;
- по бетону, комплексно усиленному стальными пластинами и косвенным армированием.

При этом в качестве несущей способности на местное смятие принимается наибольшая из двух полученных величин.

При расчете по бетону, усиленному стальными пластинами, в расчетную площадь A_{c0} следует включать всю площадь приложения нагрузки, а включение в работу бетона, расположенного по периметру штампа в пределах полосы шириной d_{add} , обеспечиваемое стальной пластиной, рекомендуется учитывать добавлением дополнительного слагаемого.

В случае, когда стальные пластины имеют надежное закрепление в бетоне за пределами площади приложения нагрузки, указанные пластины следует рассматривать как особый вид косвенной арматуры. Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования ϕ_0 , а также приведенного сопротивления бетона смятию $f_{\text{суд,eff}}$ по формуле (4) произведение $\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}}$ рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}} = \frac{\delta_p}{a} f_y, \quad (12)$$

где δ_p — толщина пластины, принимаемая для расчета не более 4 мм;

f_y — расчетное сопротивление стали пластины.

Тогда несущая способность образцов при местном сжатии при наличии пластин определяется по формуле

$$N_{\text{u,cal}} = f_{\text{суд,eff}} \cdot A_{\text{c0}} + f_{\text{сд,eff}} \cdot A_{\text{c,add}}, \quad (13)$$

где $f_{\text{суд,eff}}$ — расчетное сопротивление бетона, усиленного косвенным армированием, при местном сжатии, определяемое по формуле (4);

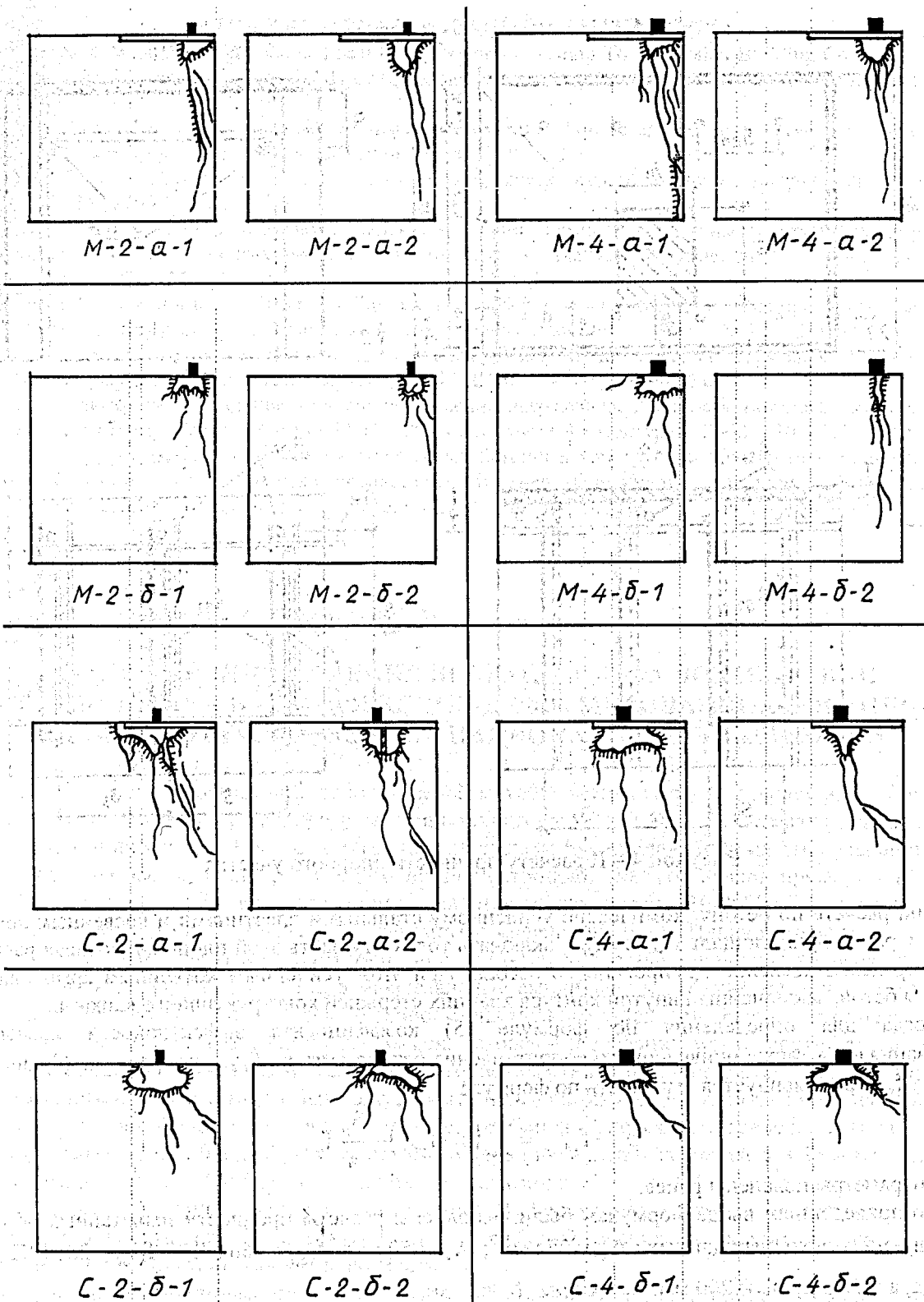


Рисунок 3 – Схемы разрушения образцов, испытанных при полосовом нагружении

$f_{\text{cud,eff}}$ – то же при осевом сжатии, определяемое по формуле (4), принимая в ней $\omega_u = 0,0$ и $\varphi_s = 0,0$.

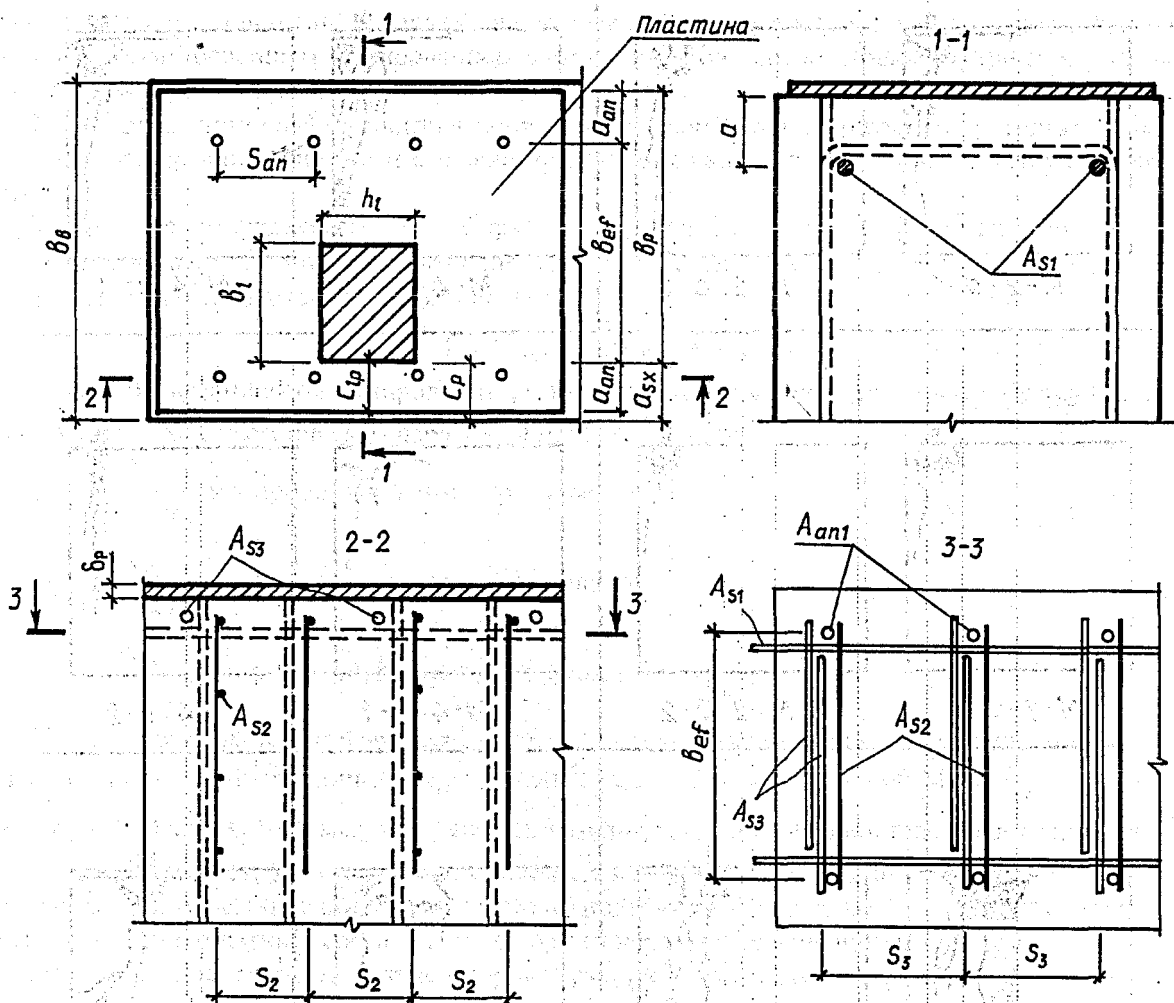


Рисунок 4 – К расчету прочности опорного участка

При расчете по бетону, комплексно усиленному стальными пластинами и косвенным армированием, в расчетную площадь A_{c0} следует включать только ту часть этой площади, которая расположена в пределах косвенно армированного бетона. При этом усиленным косвенным армированием считается бетон, заключенный внутри контура крайних стержней конструктивного каркаса.

Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования ϕ_0 , а также приведенного сопротивления бетона смятию $f_{cud,eff}$ по формуле (4) произведение $\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}$ рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} = \sum (\rho_i \cdot f_{yd,i}) + \frac{\delta_p}{a} f_y, \quad (14)$$

где все параметры пояснены ранее.

По приведенным выше формулам были выполнены расчеты прочности испытанных образцов при следующих исходных данных ($A_{s1} = 254 \text{ мм}^2$; $A_{s2} = 50 \text{ мм}^2$; $f_{yd,1} = 460 \text{ МПа}$; $f_{yd,2} = 280 \text{ МПа}$; $f_y = 230 \text{ МПа}$; $a = 50 \text{ мм}$; $b_{ef} = 200 \text{ мм}$; $s_2 = 70 \text{ мм}$; $\delta_p = 4 \text{ мм}$).

Расчет показал (таблицы 1 и 2), что рекомендуемая методика расчета позволяет вполне удовлетворительно оценить прочность опорных участков, имеющих на торцах стальные пластины. Среднее по 17 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 1,040 при коэффициенте вариации 0,146.

По разработанной методике были дополнительно выполнены расчеты по экспериментальным данным, приведенным в работе /5/. Результаты этих расчетов свидетельствуют о хорошем совпадении расчетных и опытных значений (среднее по 19 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 1,013 при коэффициенте вариации 0,118).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рак Н. Plain Concrete Strength Under Local Compression According To Belarusian Building Code // Behavior of Concrete at High Temperatures and Advanced Design of Concrete Structures. — Мн.: Технопринт, 2003. — С.206-217
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Мн.: РУП «Минсктипроект», 2003. — 140 с.
3. Тур В.В., Рак Н.А. Прочность и деформации бетона в расчетах железобетонных конструкций: Монография. — Брест, БГТУ, 2003. — 252 с.
4. Заварзаев Г.Н. Платформенный стык с усилением внешним армированием тонколистовой стальной участков внутренних несущих стеновых панелей крупнопанельных зданий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / НИИЖБ. — М. 1988. — 19 с.
5. Клевцов В.А., Бирулин Ю.Ф., Заварзаев Г.Н. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 16-18.
6. Гусева Т.К. Расчет и конструирование зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.15 / ЦНИИС. — М., 1991. — 20 с.
7. Рак Н.А., Аль-Арики Н. Влияние условий приложения нагрузки на прочность тяжелого высокопрочного бетона при местном сжатии // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2002. — № 1(13) — С.64-68.
8. Рак Н.А. Расчет прочности опорных участков железобетонных конструкций при местном приложении нагрузки с учетом их конструктивных особенностей // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы Международной конференции. — Мн.: БелНИИС, 1997. — Т. 1, ч. 2. — С.107-114.

УДК 624.04

Борисевич А. А., Босаков С. В., Сидорович Е. М.

ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ МЕТРОПОЛИТЕНА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗДАНИЯ КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ

Исследования о влиянии вибраций туннелей метрополитена мелкого заложения на близлежащие здания и сооружения, проведенные различными авторами [1, 2, 3, 4, 5], показали актуальность и значимость этой проблемы. Так, по данным В. А. Ильичева [5], продолжительность колебаний в зданиях, расположенных вблизи проходящего поезда метрополитена, составляет примерно 10 сек., а продолжительность воздействия колебаний в часы пик может достичь 10-20% общего времени эксплуатации метрополитена. Характеризуя параметры колебаний, В. А. Ильичев отмечает, что спектральный состав этих колебаний достаточно широк (5-100 Гц), однако основная энергия колебаний сосредоточена в диапазоне 30-40 Гц, а максимальные амплитуды колебаний несущих конструкций зданий, расположенных вблизи трассы метрополитена мелкого заложения, равны нескольким микронам. Однако при скорости колебаний 0,5 мм/сек. ускорение колебаний может достигать 20 см/сек.², что по шкале MSK-64 эквивалентно сейсмическому воздействию интенсивностью 5 баллов [6]. Колебания такой интенсивности могут быть ощутимыми и раздражающе действовать на людей. Наиболее опасными для зданий являются горизонтальные колебания поперек оси туннеля, совершающиеся обычно в диапазоне 35-60 Гц. При амплитудах колебаний отделки туннелей в 3-15 мкм они могут вызывать амплитуды колебаний близлежащих конструкций в 1-3 мкм [4, 5].

Учитывая, что здание Национальной библиотеки Республики Беларусь является уникальным инженерным объектом, проблема его защиты от колебаний, возникающих при движении поездов метрополитена, приобретает особую значимость.

По указанным причинам авторы настоящей работы провели всестороннюю оценку поведения системы "туннель метрополитена – грунтовый массив – фундамент-каркас книгохранилища" при вибрационном воздействии со стороны туннеля. Вследствие отсутствия достоверной методики оценки «работы грунта» при вибрационном воздействии было принято решение о комплексном исследовании поведения системы "туннель метрополитена-каркас книгохранилища" в резонансных режимах в диапазоне частот 30 – 60 Гц.

При заданных уровнях вибраций отделки туннелей метрополитена при движении метropоездов определялись уровни виброускорений, виброскоростей и виброперемещений в элементах каркаса книгохранилища и оценивалось их влияние на людей и высокоточное оборудование.

В соответствии с [9] была принята модель основания в виде фрагмента линейно деформируемого полупространства с ограничением глубины деформируемой толщи. Так как глубина сжимаемой толщи грунта нормируется [9] только в зависимости от значений вертикальных дополнительных и бытовых напряжений, потребовалось решение задачи по определению глубины деформируемой толщи при действии горизонтальных кинематических воздействий. Для предварительной оценки была исследована пространственная система "каркас-фундамент-основание-обделка туннеля" в условиях плоской деформации (рис. 1). Параметры условной плоскостной модели здания книгохранилища подбирались так, чтобы ее первые собственные частоты совпадали с первыми собственными частотами рассмотренной ранее [1, 10] пространственной расчетной модели. Первая собственная частота плоскостной модели при жестком защемлении каркаса в фундаменте оказалась равной 1.5 Гц при собственной частоте соответствующей формы (третьей) пространственной модели [1, 10], равной 1.04 Гц. Плоскостная расчетная модель каркаса книгохранилища на безынерционном упругом основании Винклера-Пастернака (два коэффициента пружины) имела первую собственную частоту равную 0.35 Гц, в то время как соответствующая частота (вторая) пространственной модели на том же безынерционном основании Винклера-Пастернака была равна 0.38 Гц.

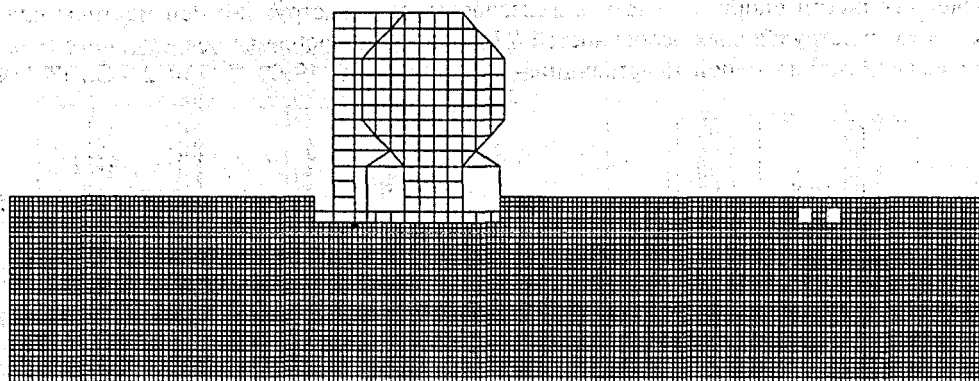


Рисунок 1 – Плоскостная расчетная модель системы "Каркас-основание-туннели"

Условность приведенных значений первых собственных частот подтверждается фактом их зависимости от модели основания и учета его инерционности. Для модели безынерционного основания в виде фрагмента полупространства (плоская деформация) размером 400 на 70 метров первая собственная частота колебаний каркаса понизилась до 0.25 Гц. Увеличение размеров фрагмента безынерционного полупространства до размеров 400 на 400 м (плоская деформация) снизило первую собственную частоту до 0.20 Гц. Еще большее влияние оказал учет инерционности основания. В этом случае колеблется само основание, а жесткий каркас как бы плавает на нем. Первая собственная частота была равна 0.105 Гц (рис. 2), а вторая – 0.115 Гц.

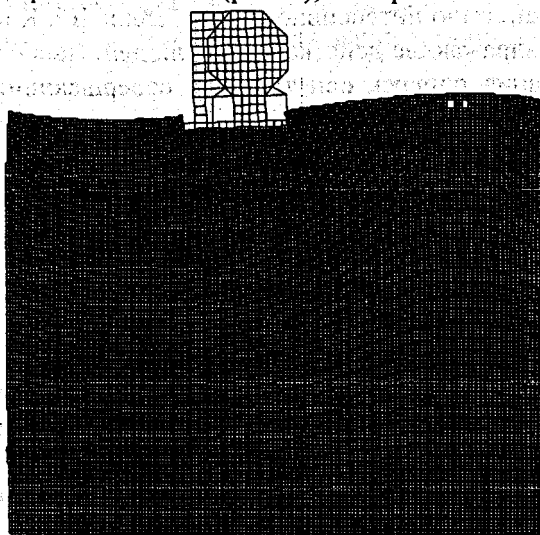


Рисунок 2 – Первая собственная форма (0.105 Гц) колебаний плоскостной модели на фрагменте инерционного полупространства размером 400×400 м

Отметим, что первые собственные частоты системы "Каркас-основание-туннели" являются достаточно низкими при любых моделях деформируемого основания. Тем не менее, даже безынерционные модели деформируемого основания позволили выявить основную особенность исследуемой системы. В частотном диапазоне 30-60 Гц собственные колебания с относительно большими амплитудами совершают отдельные достаточно жесткие элементы каркаса при почти неподвижном основании. Это значит, что вибровоздействия с малыми амплитудами, создаваемые метропоездами; могут вызвать в здании книгохранилища (в стилобате, возможно, тоже) резонансные колебания локального характера (колебания перекрытий, колонн или элементов обвязки отдельных этажей).

Предварительные исследования собственных колебаний реальной пространственной модели каркаса книгохранилища, проведенные методом дихотомии спектра собственных частот, позволили установить следующее:

в диапазоне 30-35 Гц находится 305 собственных частот;

в диапазоне 35-40 Гц находится 163 собственные частоты;

в диапазоне 40-50 Гц находится 338 собственных частот;

в диапазоне 50-60 Гц находится 427 собственных частот.

Для диапазона 40-41 Гц удалось уточнить 32 собственные частоты и найти соответствующие собственные формы. В этом достаточно узком диапазоне частот происходят колебания перекрытий верхних и нижних (рис. 3) этажей, переходных галерей, колонн, элементов обвязки, фундаментов и лестнично-лифтового ствола.

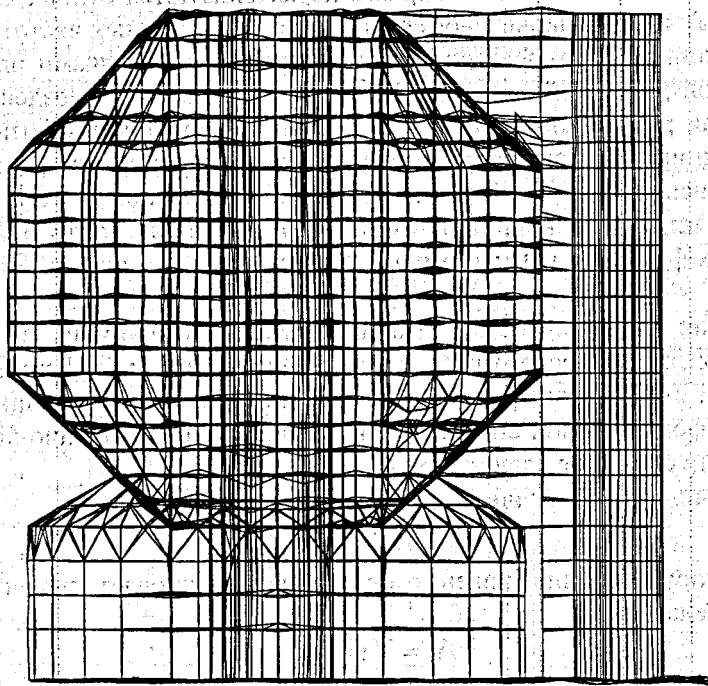


Рисунок 3 – Вибрации каркаса на частоте 40.032 Гц

Для возможности проведения динамического расчета книгохранилища на кинематические вибровоздействия, передаваемые обделкой туннеля, сначала определялись статические перемещения подошвы фундамента каркаса. Это было выполнено статическим расчетом системы "каркас-основание-туннель" на некоторые заданные силовые воздействия, приложенные к обделке туннеля, причем искомые перемещения вычислялись в долях от перемещений обделки туннеля. Проведенные расчеты показали, что значения искомых перемещений подошвы фундамента здания книгохранилища существенно зависят от принимаемой расчетной конечно-элементной модели основания.

Так, для фрагмента деформируемого основания в условиях плоской деформации размером 400 на 70 метров при неподвижном закреплении по нижней кромке и свободных остальных кромках уровень вертикальных перемещений подошвы фундамента составил 1% от уровня вертикальных перемещений лотковой части туннеля, а уровень горизонтальных перемещений подошвы фундамента – 15% от уровня горизонтальных перемещений обделки туннеля. При скользящей нижней кромке де-

формируемого слоя, неподвижной по горизонтали левой и свободной правой и верхней уровень горизонтальных перемещений подошвы фундамента увеличился до 63% от уровня горизонтальных перемещений обделки туннеля. При закрепленных левой и нижней кромках деформируемого слоя уровень горизонтальных перемещений подошвы фундамента составил 12% от уровня горизонтальных перемещений обделки туннеля.

Увеличение высоты и ширины деформируемого слоя привело, в соответствии с законами деформирования упругих тел, к увеличению искомых перемещений. Введение деформируемых связей вместо закрепленных и свободных кромок эквивалентно увеличению абсолютных размеров конечно-элементной модели деформируемого слоя. Для всех исследованных моделей уровни горизонтальных перемещений, как наиболее опасных, находились в пределах от 10% до 65% от уровня горизонтальных перемещений обделки туннеля.

В современных проектно-вычислительных комплексах (ПВК SCAD, LIRA) для расчета сооружений на вибрационные силовые воздействия применяется метод разложения движения по формам собственных колебаний. При этом полагается, что в расчете могут быть учтены только несколько низших собственных форм как наиболее значимых для прочности сооружения. Проведенные исследования показали, что пространственная модель системы «каркас книгохранилища – инерционное грунтовое основание» обладает сотнями тысяч собственных форм. Парциальные колебания каркаса как твердого тела на деформируемом основании и парциальные колебания самого деформируемого основания (модель основания имеет конечные размеры) характеризуются низкими частотами (0,1, ..., 10 Гц). Парциальные колебания элементов каркаса характеризуются относительно высокими частотами (30 – 80 Гц и выше); их порядковые номера в спектре собственных частот системы «каркас книгохранилища – инерционное грунтовое основание» исчисляются тысячами или десятками тысяч (в зависимости от принятой расчетной модели). Основные вибрационные воздействия подвижного состава метрополитена как раз лежат в последнем диапазоне. При таких соотношениях собственных частот и частот вибрационного воздействия расчетные виброперемещения каркаса и виброусилия в его элементах получались нулевыми. В соответствии с заложенной в него методикой проектно-вычислительный комплекс (ПВК), например, SCAD не в состоянии найти и учесть в расчете такое количество собственных форм. По учитываемым в ПВК нескольким низшим формам колебания просто не возбуждаются.

Для подтверждения или опровержения таких результатов одним из авторов был создан программный комплекс для динамического расчета стержневых систем (деформируемое основание заменяется эквивалентной стержневой моделью), основанный на решении общих дифференциальных уравнений движения деформируемой системы при одночастотном вибрационном воздействии. Суть принятого метода расчета состоит в следующем.

Исходя из системы дифференциальных уравнений движения

$$M\ddot{Y} + RY = F \sin \theta t,$$

пренебрегая силами неупругого сопротивления, определяются одночастотные гармонические колебания в установившемся режиме

$$Y = V \sin \theta t.$$

Подставив искомое решение в систему дифференциальных уравнений движения, можно получить систему алгебраических уравнений относительно амплитуд перемещений (виброперемещений) узлов деформируемой системы

$$(R - \theta^2 M)V = F,$$

где R – матрица жесткости рассчитываемой модели сооружения;

θ – задаваемая круговая частота вибровоздействия;

M – матрица узловых масс деформируемой системы;

V – искомые амплитуды динамических перемещений;

F – амплитуды задаваемых вибрационных узловых нагрузок.

Отличительной особенностью полученной системы линейных алгебраических уравнений является знаковая неопределенность ее матрицы коэффициентов (динамической матрицы жесткости) при достаточно высоких частотах возбуждения.

Формирование матрицы жесткости стержневой системы реализовано методом стержневых конечных элементов. В основу решения полученной системы линейных алгебраических уравнений с учетом симметричности и ленточной структуры матрицы коэффициентов положена стандартная про-

грамма [13], реализующая метод квадратных корней для положительно определенных матриц. Данная программа была модифицирована так, что стала применима для решения систем линейных уравнений со знаконеопределенной матрицей коэффициентов. Графическая визуализация результатов расчета, программирование и компиляция были выполнены программными средствами на базе алгоритмического языка Фортран-98. Разработанный программный комплекс прошел верификацию путем решения тестовых задач и сравнения полученных результатов с известными решениями и с результатами, полученными с помощью других проектно-вычислительных комплексов.

Затем была рассмотрена плоскостная модель системы «каркас книгохранилища – инерционное грунтовое основание» в виде плоской рамы на фрагменте линейно деформируемого основания размером $60 \times 300 \text{ м}^2$ в условиях плоской деформации. Деформируемое основание моделировалось шарнирно-стержневой структурой [14]. Параметры рамной системы и структуры, моделирующей основание, выбирались из условия совпадения первых собственных частот пространственной конечно-элементной модели объекта на безынерционном основании (ПБК SCAD) и плоскостной модели также на безынерционном основании (разработанный ПК). Дальнейшие исследования плоскостной модели проводились с учетом инерционности основания. Общие количественные параметры плоскостной модели: 1386 узлов, 6927 стержней, порядок решаемой системы линейных алгебраических уравнений – 4158, количество кодиагоналей верхнего треугольника матрицы коэффициентов – 1811. Размеры ячейки модели упругого основания $4 \times 4 \text{ м}^2$. Вибрационное воздействие моделировалось восемью горизонтальными гармоническими силами с единичными амплитудами и варьируемыми частотами, приложенными в зоне расположения туннелей метрополитена на глубине 4 м и 8 м с шагом по горизонтали 4 м.

Исследовался отклик каркаса и основания на указанные вибрационные воздействия с разными частотами от 0.2 гц до 60 гц. Виброперемещения фиксировались в грунте на месте воздействия (точка 1), в центре подошвы фундамента (точка 2) и в самом верхнем узле каркаса (точка 3). Результаты расчетов приведены в таблице.

Таблица

Частота возмущения (Герцы)	Количество предыдущ. собственных частот	Вычисленные виброперемещения (мкм)			Экспериментальные виброперемещения (мкм)	Поправочный коэффициент
		Точка 1	Точка 2	Точка 3		
0.2	0	46×10^4	83×10^4	1.26×10^6	—	—
7.5	1240	85	1.7	2.4	1.2	0.014
8	1406	70	9.9	19	2	0.028
9	1873	860	6.7	15	2.2	0.0026
10	2163	230	0	0	0.9	0.0039
23	2179	17	0	0	0.4	0.024
35	2193	7.2	0	0	8	1.11
40	2208	5.5	0	0	2	0.36
45	2221	4.3	0	0	1.3	0.30
51	2231	3.3	0	0	3.2	0.97
55	2234	2.9	0	0	5	1.72
60	2240	2.4	0	0	1.6	0.67

Из анализа результатов динамического расчета на вибрационные силовые воздействия следует вывод о том, что каркас книгохранилища заметно откликается только на низкочастотные колебания с частотой вынуждающей нагрузки до 9 герц. При частоте воздействия 10 Гц и выше колебания собственно каркаса в рассматриваемой расчетной модели получаются пренебрежимо малыми. На высоких частотах возбуждаются колебания только деформируемого основания вблизи точек приложения вибрационных сил, хотя колебания элементов каркаса и в данной модели, как и в пространственной модели, характеризуются высокими частотами.

Надо подчеркнуть принципиальное значение количества учитываемых форм собственных колебаний при динамическом расчете здания книгохранилища. Критерием здесь служит полнота базиса [15], эквивалентная работе внешних сил, которая печатается в протоколе расчета по каждой форме собственных колебаний. Расчеты, выполненные для первых 100 форм собственных колебаний, не дали возможность увидеть пренебрежимо малое значение последних шести форм колебаний, что гово-

рит о насущной необходимости учета значительно большего числа собственных форм колебаний конструкции книгохранилища при всех динамических расчетах, в т.ч. и на пульсацию ветра.

Выполненные теоретические и численно-аналитические исследования позволили сделать следующие выводы.

При учете инерционных свойств грунтового массива количество собственных частот исследуемой пространственной модели исчисляется сотнями тысяч, из них десятки тысяч относятся к низкочастотной зоне (0.1 – 10 Гц). В плоскостных моделях к низкочастотной зоне относятся несколько тысяч собственных частот, независимо от различных расчетных моделей грунтового основания. Указанные особенности могут служить основой для увеличения количества резонансных полос системы "туннель метрополитена–грунтовый массив–фундамент–каркас книгохранилища".

Вибровоздействия с малыми амплитудами от метропоездов с большой долей вероятности могут вызвать в здании книгохранилища резонансные колебания локального характера (колебания перекрытий, колонн, переходных галерей или обвязочных элементов отдельных этажей).

Расчеты, выполненные по трем независимо разработанным программным комплексам (ПВК SCAD, ПВК ЛИРА, и разработанному ПК) на воздействия от подвижного транспорта метрополитена, показали существенное различие в значениях перемещений и усилий в узлах и элементах каркаса книгохранилища. Так, ПВК SCAD и разработанный ПК, например, при вибровоздействии с частотой 45 Гц дали пренебрежимо малые перемещения узла 148, в то время как ПВК ЛИРА дал большие перемещения этого узла. Это объясняется разными методиками динамического расчета, заложенными в ПВК.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Исследование численно-аналитическими методами прочности, жесткости и устойчивости конструкций здания книгохранилища Национальной библиотеки Республики Беларусь и выдача заключения: Отчет о НИР (заключит.) / БНТУ; Рук. темы А. А. Борисевич. – № г.р. 200367. – Мн.: 2003. – 74 с.
2. Кудрявцев И. А. Влияние вибрации на основания сооружений. – Гомель: БелГУТ, 1999. – 274 с.
3. Поляков В. С., Грановский А.Н. Влияние параметров рельсового основания пути метрополитенов на уровень колебания обделки туннелей // Строительная механика и расчет сооружений, № 3, 1987. – С. 58 – 61.
4. Ильичев В. А., Шехтер О. Я. Определение динамических напряжений и перемещений в упругой полуплоскости от внутреннего источника, имитирующего воздействие туннеля метрополитена мелкого заложения. // Основания и фундаменты при сейсмических и динамических воздействиях: Тр. / НИИОПС. – М., 1976. – Вып. 67. – С. 42–64.
5. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия: Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
6. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – С.-Пб.: Наука, 1998. – 253 с.
7. Дорман И. Я. Борьба с вибрацией и шумом, создаваемыми поездами метрополитена. – М.: 1973. – 123 с.
8. Прогнозирование уровней вибраций грунта от движения метропоездов и расчет виброзащиты строительных устройств: Ведомственные строительные нормы ВСН 211-91. / Согласованы Госстроем СССР 31 октября 1991 г. № АЧ-786-8. – М.: Мин-во трансп. стр.-ва, 1991. – 35 с.
9. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. – М.: Стройиздат, 1985. – 42 с.
10. Борисевич А. А., Босаков С. В., Сидорович Е. М. Национальная библиотека Республики Беларусь. Некоторые основные вопросы теории сооружений / Белорусский строительный рынок. – 2003. – № 19(184). – С. 10 – 16.
11. Заключение по расчету деформаций основания, содержащего биогенные грунты фундаментной плиты под здание «Национальной библиотеки Беларуси». В. Е. Сеськов, БелНИИС, Мн., 2002. – 82 с.
12. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лашеников, Н. Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 416 с.
13. Сборник научных программ на фортране. Вып. 2: Матричная алгебра и линейная алгебра. Нью-Йорк, 1960–1971, пер. с англ. (США), – М. «Статистика», 1974. – 224 с.
14. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем. Мн.: БГПА, 1999. – 200 с.
15. Перельмутер А. В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. – Киев: «Сталь», 2002. – 597 с.

УДК 539.3

Босаков С.В., Дмитриева К. В.

КОНСТРУКТИВНО НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЁТ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАГРУЖЕННОЙ ЖЕСТКОЙ СТЕНКИ В УПРУГОЙ СРЕДЕ

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рассмотрим шпунтовую стенку в грунте, которая находится в условиях плоской деформации (рис. 1). На стенку действует горизонтальная сосредоточенная сила, вызывающая её поворот. Грунтовой массив будем считать линейно упругой средой с постоянными E_0, ν_0 .

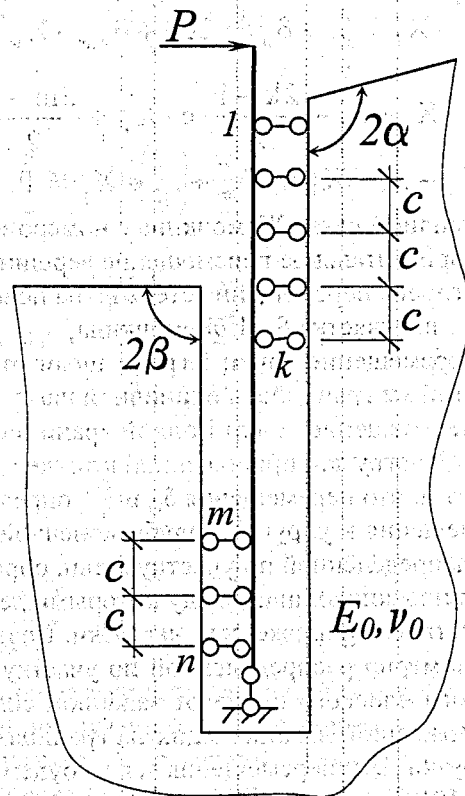
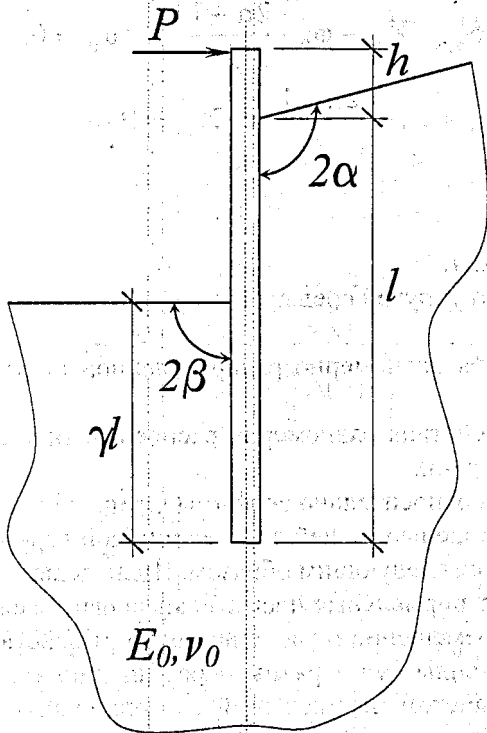


Рисунок 1 – Горизонтально нагруженная стенка в упругой среде

Рисунок 2 – Расчётная схема стенки в упругой среде

При повороте стенки вследствие невозможности возникновения растягивающих напряжений на контакте стенки и грунта, будут возникать разрывы сплошности грунтовой среды, а края щели, возникающей при этом в упругой среде, не будут смыкаться. Расчет стенки будем вести способом Б.Н. Жемочкина [1]. С этой целью разобьём область контакта между стенкой и упругой средой на участки длиной c и заменим контактом в отдельных точках, введя связи Б.Н. Жемочкина в серединах участков. Следовательно, расчетная схема рассматриваемой задачи будет иметь вид, изображённый на рис. 2.

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ

Система канонических уравнений способа Б. Н. Жемочкина [1] для расчёта стенки со свободной вершиной (см. рис. 2) имеет вид:

$$\begin{cases}
 \delta_{1,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{1,k} \cdot X_k + \delta_{1,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{1,n} \cdot X_n + \varphi_0 \cdot \frac{c}{2} + u_0 = 0, \\
 \dots \\
 \delta_{k,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{k,k} \cdot X_k + \delta_{k,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{k,n} \cdot X_n + \varphi_0 \cdot \frac{2k-1}{2} \cdot c + u_0 = 0, \\
 \delta_{m,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{m,k} \cdot X_k + \delta_{m,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{m,n} \cdot X_n - \varphi_0 \cdot \frac{2m-1}{2} \cdot c - u_0 = 0, \\
 \dots \\
 \delta_{n,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{n,k} \cdot X_k + \delta_{n,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{n,n} \cdot X_n - \varphi_0 \cdot \frac{2n-1}{2} \cdot c - u_0 = 0, \\
 -\frac{c}{2} \cdot X_1 - \dots - \frac{2k-1}{2} \cdot c \cdot X_k + \frac{2m-1}{2} \cdot c \cdot X_m + \dots + \frac{2n-1}{2} \cdot c \cdot X_n = P \cdot a, \\
 -X_1 - \dots - X_k + X_m + \dots + X_n = P.
 \end{cases} \quad (1)$$

где X_i — усилие в связи Жемочкина с номером i ;

u_0 — горизонтальное перемещение вершины стержня;

φ_0 — угловое перемещение стержня на поверхности упругой среды;

c — длина участка Б. Н. Жемочкина;

δ_{ij} — перемещение точки i грани щели от действия равномерно распределенной по участку j этой же грани щели единичной нагрузки;

δ'_{ij} — перемещение точки i одной грани щели от действия равномерно распределенной единичной нагрузки, приложенной к точке j другой грани.

Отметим, что перемещения δ_{ij} и δ'_{ij} определяются относительно вершины щели.

Перемещения в упругой полубесконечной среде с щелью от действия единичной горизонтальной силы, распределенной по участку щели, определяются следующим образом. Щель делит упругую среду на два плоских клина, между которыми действуют нормальные и касательные напряжения, вызванные действием приложенной нагрузки. Поэтому перемещение i -той точки щели от действия единичной равномерно распределенной по участку j щели силы будут равны перемещению этой точки щели упругого плоского клина от заданной силы за вычетом перемещений от нормальных и касательных напряжений, возникающих на границах между упругими клиньями вследствие действия заданной нагрузки. Эти перемещения также будем определять способом Б.Н. Жемочкина [1].

Ранее [2] были получены уточненные формулы Грина для определения перемещения грани упругого плоского клина со свободными гранями от действия вертикальной и горизонтальной сосредоточенных сил. Интегрированием этих решений по области приложения нагрузки можно получить перемещения от действия вертикальной и горизонтальной равномерно распределенных нагрузок, соответственно.

Например, окружное перемещение точки r грани $\Theta = \alpha$ плоского клина от нормальной распределенной на участке $[a, d]$ нагрузки $p=P/c$ будет определяться в зависимости от расположения точки r по следующим формулам

$$V_{\Theta=\alpha} = \frac{2p(1-\nu_0^2)d}{\pi E_0} \left(\sum_{k=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{r}{d}\right)^{\frac{\pi}{2}A(\alpha)k} - \frac{a}{d}\left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{\pi}{2}A(\alpha)k}}{k\left(1-\frac{\pi}{2}A(\alpha)k\right)} + \frac{2\pi}{8\alpha} a_1 \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\left(\frac{r}{d}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha}(1+2k)} - \frac{a}{d}\left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha}(1+2k)}}{1-\frac{\pi}{8\alpha}(1+2k)} + \dots \right)$$

2) $a < r < d$

$$V_{\Theta=\alpha} = \frac{2p(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \left(-\left(\frac{\pi}{2} A(\alpha) a \ln\left(\frac{a}{r}\right) - \frac{\pi}{2} A(\alpha) (a-r)\right) + r \left[\sum_{k=1}^{\infty} \frac{1 - \left(\frac{a}{r}\right)^{\frac{\pi}{2} A(\alpha) k + 1}}{k \left(1 + \frac{\pi}{2} A(\alpha) k\right)} + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{r}{d}\right)^{\frac{\pi}{2} A(\alpha) k - 1} - 1}{k \left(1 - \frac{\pi}{2} A(\alpha) k\right)} \right] + \frac{2\pi}{8\alpha} a_1 r \left[\sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{1 - \left(\frac{a}{r}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha} (1+2k) + 1}}{1 + \frac{\pi}{8\alpha} (1+2k)} + \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\left(\frac{r}{d}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha} (1+2k) - 1} - 1}{1 - \frac{\pi}{8\alpha} (1+2k)} \right] + \dots \right) \quad (2)$$

3) $r > d$

$$V_{\Theta=\alpha} = \frac{2p(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \left(-\left(\frac{\pi}{2} A(\alpha) a \ln\left(\frac{a}{r}\right) + \frac{\pi}{2} A(\alpha) d \ln\left(\frac{r}{d}\right) - \frac{\pi}{2} A(\alpha) (a-d)\right) + d \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{d}{r}\right)^{\frac{\pi}{2} A(\alpha) k} - \frac{a}{d} \left(\frac{a}{r}\right)^{\frac{\pi}{2} A(\alpha) k}}{k \left(1 + \frac{\pi}{2} A(\alpha) k\right)} + \frac{2\pi}{8\alpha} a_1 d \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\left(\frac{d}{r}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha} (1+2k)} - \frac{a}{d} \left(\frac{a}{r}\right)^{\frac{\pi}{8\alpha} (1+2k)}}{1 + \frac{\pi}{8\alpha} (1+2k)} + \dots \right)$$

где

$$A(\alpha) = \frac{4\alpha + \sin 4\alpha}{4\alpha^2 - \sin^2 2\alpha},$$

$$a_1 = \frac{32\alpha^3}{3(4\alpha^2 - \sin^2 4\alpha^2)} \cdot \frac{4(4\alpha^2 - \sin^2 4\alpha^2)}{3(4\alpha + \sin 4\alpha)} \cdot \frac{16\alpha^4 (4\alpha + \sin 4\alpha)}{3(4\alpha^2 - \sin^2 4\alpha^2)^2}.$$

В формулах (2) опущены слагаемые, не влияющие на точность дальнейших расчётов.

Для определения нормальных и касательных напряжений, возникающих между плоскими клиньями от действия равномерно распределенной нагрузки, нормальной к границе щели, заменяем сплошной контакт между плоскими клиновидными основаниями контактом в отдельных точках, введя связи Б. Н. Жемочкина. Расчетная схема для такой задачи изображена на рис. 3.

Затем составляются канонические уравнения метода сил, где основными неизвестными являются усилия в разрезанных связях Жемочкина, соединяющих два плоских клина, а свободными членами $\Delta_{i,p}$ — перемещения концов разрезанной связи Б.Н. Жемочкина с номером i от действия внешней нагрузки, приложенной к области щели в основной системе. Система канонических уравнений метода сил для определения усилий в связях Б.Н. Жемочкина для расчётной схемы, изображённой на рис. 3, будет иметь вид:

$$\begin{cases} \delta_{1,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{1,m-1} \cdot X_{m-1} + \delta_{1,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{1,2m} \cdot X_{2m} + \Delta_{1,p} = 0, \\ \dots \\ \delta_{m-1,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{m-1,m-1} \cdot X_{m-1} + \delta_{m-1,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{m-1,2m} \cdot X_{2m} + \Delta_{m-1,p} = 0, \\ \delta_{m,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{m,m-1} \cdot X_{m-1} + \delta_{m,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{m,2m} \cdot X_{2m} - \Delta_{m,p} = 0, \\ \dots \\ \delta_{2m,1} \cdot X_1 + \dots + \delta_{2m,m-1} \cdot X_{m-1} + \delta_{2m,m} \cdot X_m + \dots + \delta_{n,2m} \cdot X_{2m} - \Delta_{2m,p} = 0, \end{cases} \quad (3)$$

где X_i — усилия в связях Жемочкина с номером i ;

δ_{ij} — взаимное перемещение точки i границ упругих плоских клиньев от действия единичной равномерно распределенной нагрузки, приложенной к участку j двух граней клина;

$\Delta_{i,p}$ – перемещение точки i границы упругого плоского клина от действия единичной равномерно распределенной внешней нагрузки, приложенной к области щели в основной системе;
 m – количество участков Б.Н. Жемочкина на контакте между плоскими клиньями.

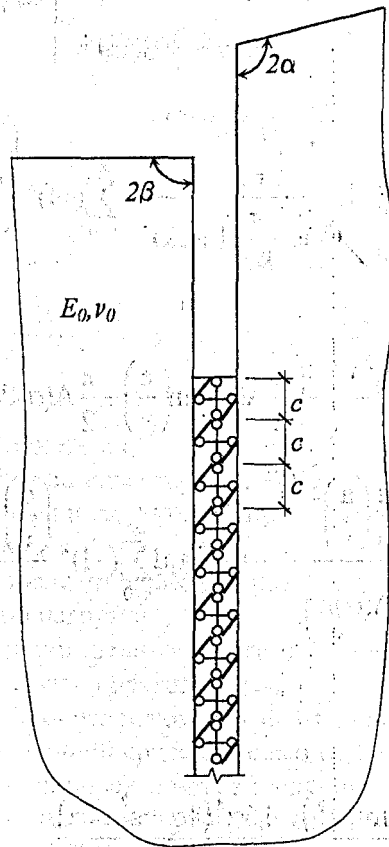


Рисунок 3 – Расчётная схема щели в упругом основании

Таким образом были определены напряжения на контакте между клиньями, а затем коэффициенты при неизвестных системы (1).

Решение системы (1) находится итерационным путём. Задаётся начальное положение точек раздела граничных условий k и m , или точек нулевых напряжений (рис. 2), т.е. номера участков, на которых усилия в связях Б.Н. Жемочкина получаются равными нулю. Затем составляется матрица коэффициентов при неизвестных для решения системы канонических уравнений: Далее решается система канонических уравнений и анализируется полученное решение. Если усилия во всех связях Б.Н. Жемочкина получаются отрицательными и не происходит перекрытия граней щели, то данное решение является искомым. В противном случае задаётся новое положение точек раздела k и m , и расчёт повторяется.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Для расчета стенки по длине была разбита на 20 участков Б.Н. Жемочкина, а сплошной контакт между двумя плоскими клиньями, начиная от вершины щели, был заменен контактом в отдельных точках для 50 участков той же длины. На рис. 4. показано изменение контактных напряжений по длине стенки для нескольких последовательных итераций и величины перемещений вершины стенки, а также значение максимального изгибающего момента в ней.

На рис. 5. приведены эпюры поперечных сил и изгибающих моментов при $\alpha = \beta = \pi/4$, $\gamma = 0.5$,

$h=0$

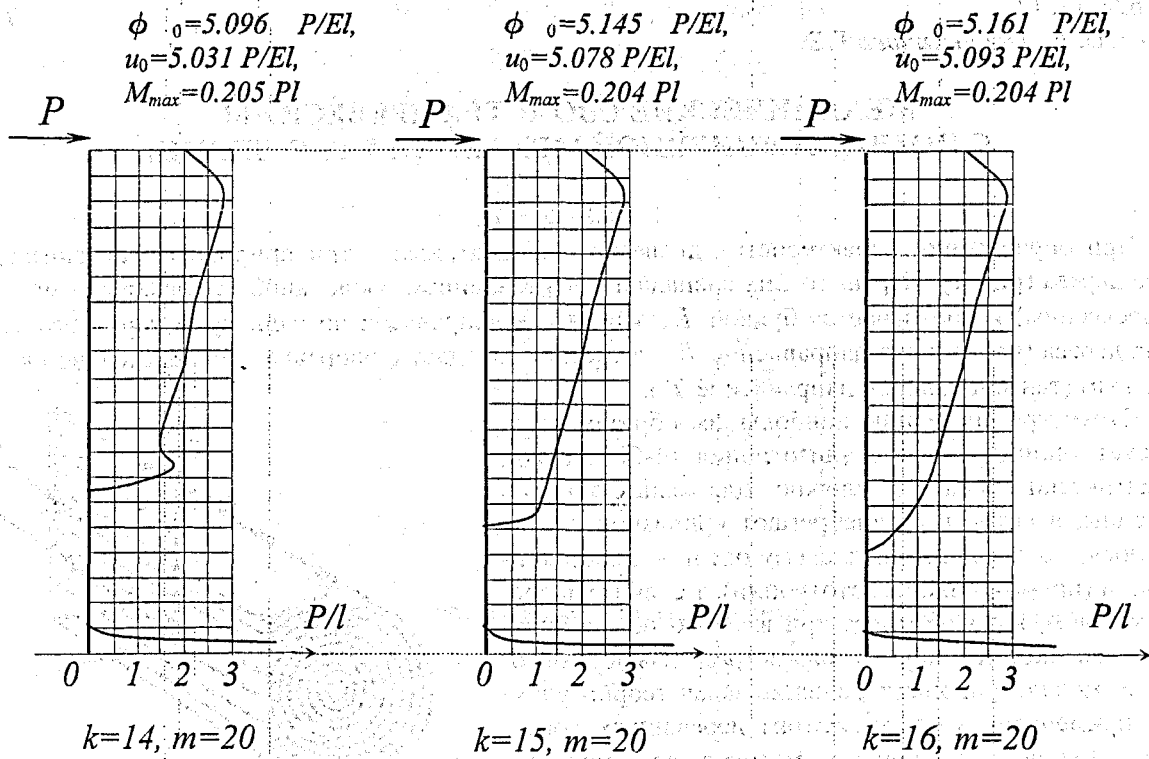


Рисунок 4 – Изменение контактных напряжений по длине стенки на разных итерациях.

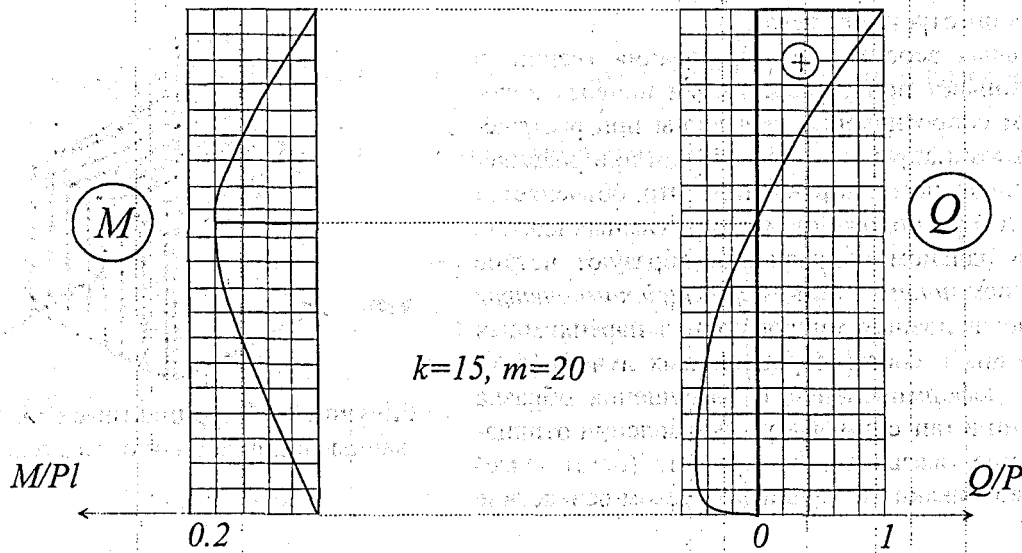


Рисунок 5 – Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Жемочкин Б. Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. — М.: Госстройиздат, 1962. — 240 с.
2. Босаков С.В., Дмитриева К. В. Функции Грина для клиновидных моделей упругого основания. — г. Гомель, 17-19 сентября — 2003 (в печати).

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ДРЕВЕСИНЫ С ПОЗИЦИЙ ЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ

1. ВВЕДЕНИЕ

При определении характеристик древесины рассматривают три природные оси анизотропии ствола дерева (рис. 1). Первая из них совпадает с направлением продольной оси (направлением волокон древесины) и обозначается буквой L , вторая ось направлена по радиусу поперечного сечения ствола дерева (радиальное направление R), а третья совпадает с направлением касательной к годичным слоям (тангенциальное направление T).

Структуре древесины наибольшим образом соответствует цилиндрическая анизотропия [4-6]; однако, математически описать ее сложно. Для малых объемов древесины, в которых пренебрегают кривизной годичных слоев, можно принимать схему ортогональной анизотропии (прямоугольной ортотропии), т.е. считать древесину телом, которое имеет три взаимно перпендикулярные плоскости упругой симметрии. Выбор ортотропной модели упрощает решение задач теории упругости применительно к элементам деревянных конструкций, имеющих обычно призматическую форму. На рис. 2 показаны природные оси и соответствующие им обозначения для произвольной призмы, вырезанной из древесины (главные направления упругой симметрии древесины как ортотропного тела).

Наибольшая вероятность образования трещин в древесине возникает при ее растяжении поперек волокон. При этом сопротивление древесины при растяжении в радиальном направлении выше, чем при растяжении в тангенциальном направлении. Это объясняется главным образом расположением прозенхимных клеток, которые в радиальном направлении образуют четкие ряды, и наличием *поперечной армирующей компоненты* древесины (целлюлозных микрофибрилл паренхимных клеток, входящих в состав сердцевинных лучей) [4-6]. На процессы деформирования и разрушения образца при растяжении в тангенциальном направлении отрицательное влияние оказывают внутренние (остаточные) напряжения, возникающие главным образом вследствие усадки.

2. ОПИСАНИЕ УПРУГОЙ РАБОТЫ ДРЕВЕСИНЫ МЕТОДАМИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Для описания упругой работы древесины при расчете элементов деревянных конструкций методами теории упругости признана возможность переноса на нее ромбической кристаллической структуры. Благодаря этому и учету симметрии тензора напряжений и деформаций число неизвестных коэффициентов удается сократить до 12 (в случае общего рассмотрения анизотропного тела число неизвестных коэффициентов 81). Принимая расположение осей ортотропии в соответствии с рис. 2, обобщенный закон Гука для древесины (как для ортотропного материала) можно записать в следующем виде (для координат $x - L - 1$, $y - T - 2$, $z - R - 3$):

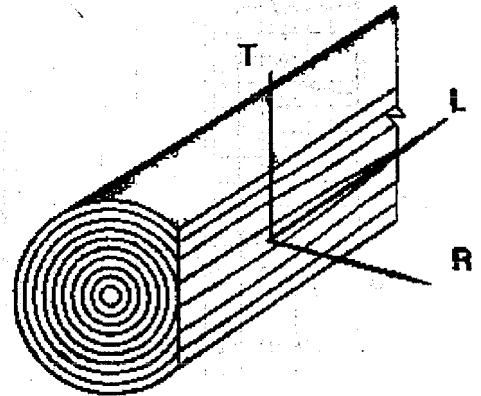


Рисунок 1 – Природные оси древесины

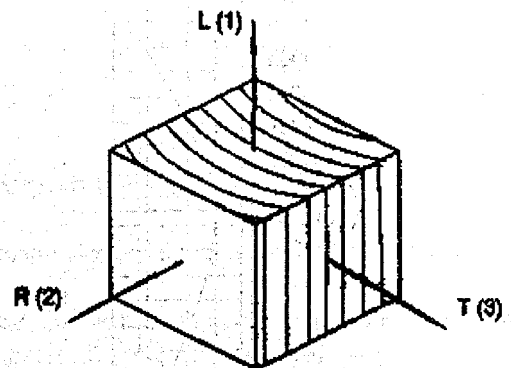
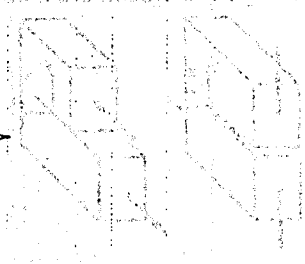


Рисунок 2 – Координатные оси, привязанные к природным осям древесины

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= c_{11}\epsilon_x + c_{12}\epsilon_y + c_{13}\epsilon_z \\ \sigma_y &= c_{21}\epsilon_x + c_{22}\epsilon_y + c_{23}\epsilon_z \\ \sigma_z &= c_{31}\epsilon_x + c_{32}\epsilon_y + c_{33}\epsilon_z \\ \tau_{yz} &= c_{44}\gamma_{yz} \\ \tau_{xx} &= c_{55}\gamma_{xx} \\ \tau_{xy} &= c_{66}\gamma_{xy} \end{aligned} \right\}$$

Относительные деформации можно записать:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= S_{11}\sigma_x + S_{12}\sigma_y + S_{13}\sigma_z \\ \epsilon_y &= S_{21}\sigma_x + S_{22}\sigma_y + S_{23}\sigma_z \\ \epsilon_z &= S_{31}\sigma_x + S_{32}\sigma_y + S_{33}\sigma_z \\ \gamma_{yz} &= S_{44}\tau_{yz} \\ \gamma_{xx} &= S_{55}\tau_{xx} \\ \gamma_{xy} &= S_{66}\tau_{xy} \end{aligned} \right\}$$



Постоянные упругости можно выразить через упругие характеристики материала в виде:

$$\left. \begin{aligned} S_{11} &= \frac{1}{E_x}; & S_{22} &= \frac{1}{E_y}; & S_{33} &= \frac{1}{E_z} \\ S_{12} &= -\frac{\mu_{yx}}{E_x}; & S_{23} &= -\frac{\mu_{zy}}{E_y}; & S_{13} &= -\frac{\mu_{xz}}{E_z} \\ S_{44} &= \frac{1}{G_{yz}}; & S_{55} &= \frac{1}{G_{xz}}; & S_{66} &= \frac{1}{G_{xy}} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Здесь E_x, E_y, E_z — модули упругости; G_{xy}, G_{xz}, G_{yz} — модули сдвига; $\mu_{yx}, \mu_{zy}, \mu_{xz}$ — коэффициенты Пуассона;

Для удобства обычно применяют матричную форму записи с обозначением природных осей древесины в соответствии с рис. 2:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_L \\ \epsilon_R \\ \epsilon_T \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LT} \\ \gamma_{LR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \\ & & & a_{44} \\ & & & & a_{55} \\ & & & & & a_{66} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \tau_{RT} \\ \tau_{LT} \\ \tau_{LR} \end{Bmatrix}$$

$$\bar{\epsilon} = \bar{D}^{-1} \bar{\sigma}$$

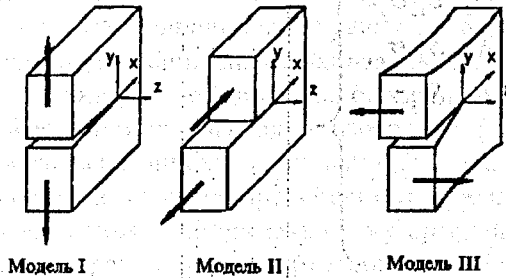
где

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= \frac{1}{E_L}; & a_{12} &= -\frac{\mu_{LR}}{E_R}; & a_{13} &= -\frac{\mu_{LT}}{E_T} \\ a_{21} &= -\frac{\mu_{RL}}{E_L}; & a_{22} &= -\frac{1}{E_R}; & a_{23} &= -\frac{\mu_{RT}}{E_T} \\ a_{31} &= -\frac{\mu_{TL}}{E_L}; & a_{32} &= -\frac{\mu_{TR}}{E_R}; & a_{33} &= \frac{1}{E_T} \\ a_{44} &= \frac{1}{G_{RT}}; & a_{55} &= \frac{1}{G_{LT}}; & a_{66} &= \frac{1}{G_{LR}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

3. ОПИСАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ С ПОЗИЦИЙ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ

В механике разрушения в качестве модели трещины обычно рассматривают тонкие эллиптические полости (трещины) или идеально тонкие трещины в виде математического разреза, для которых методами линейной механики разрушения (линейной теории упругости) отыскиваются поля напряжений и деформаций в окрестности вершины трещины [1-3, 6].

Напряженно- деформированное состояние в окрестности вершины трещины в ортотропном материале. При применении к древесине закономерностей механики сплошного деформируемого тела принята гипотеза, согласно которой макрообъемы "чистой древесины" (объемом до 1 см^3) считаются однородными, хотя в действительности каждый элемент макроструктуры имеет полости и обладает различными физико-механическими характеристиками.



- I - трещина нормального отрыва;
- II - трещина плоского сдвига;
- III - трещина антиплоского сдвига

Рисунок 3 – Три основных модели раскрытия трещины

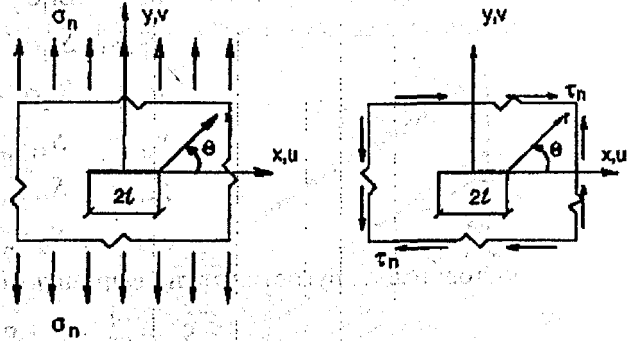


Рисунок 4 – Модель трещины Гриффитса

В связи с рассмотрением древесины как ортотропного материала при применении классических моделей трещин (рис. 3) необходимо принять некоторые ограничивающие предпосылки: 1- ось x совпадает с одной из натуральных осей древесины; 2 - развитие трещины происходит в направлении оси x . Оба допущения будут выполняться при выборе направления оси x параллельно волокнам, так как из-за анизотропии свойств наиболее вероятным является развитие трещины вдоль волокон.

Исходным пунктом при определении напряженного состояния в пластинках с трещинами является плоская упругая задача со сложными граничными условиями, для решения которой наиболее эффективным признан метод функций комплексного переменного.

Исходя из уравнения плоской задачи теории упругости при отсутствии объемных сил, напряжения можно выразить с помощью функций Эри:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \quad (3)$$

После подстановки значений (3) в обобщенный закон Гука с учетом условий совместности для ортотропного материала получим следующее уравнение:

$$S_{22} \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + (2S_{12} + S_{66}) \frac{\partial^4 u}{\partial x^2 \partial y^2} + S_{11} \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} = 0, \quad (4)$$

где S_{ij} – упругие постоянные по (1).

Приняв в уравнении (4), что u - функция переменных Z_j в виде $u(Z_j) = u(x + \nu_j y)$, можно получить характеристическое уравнение:

$$S_{11} \nu_i^4 + 2(S_{12} + S_{66}) \nu_i^2 + S_{22} = 0 \quad (5)$$

Доказано, что уравнение (5) не имеет реальных корней. С помощью функций комплексного переменного, исходя из уравнений (4), (5), можно определить величины напряжений и перемещений

в непосредственной окрестности вершины идеальной трещины (при $\frac{r}{l} < 1$ см. рис. 4):

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \sigma_n \sqrt{\frac{l}{2r}} \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_{xy} \end{Bmatrix}; \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \sigma_n \sqrt{2lr} \begin{Bmatrix} f_u \\ f_v \end{Bmatrix} \quad (6)$$

где f – безразмерные функции. Для ортотропных материалов они зависят как от геометрии трещины, так и от упругих характеристик материала. Используя значения коэффициентов интенсивности напряжений K_I, K_{II} , уравнения (6) можно преобразовать:

Для модели I:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{v_1 v_2}{v_1 - v_2} \left(\frac{v_2}{\sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta}} - \frac{v_1}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} \right) \right] \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(\frac{v_1}{\sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta}} - \frac{v_2}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} \right) \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{v_1 v_2}{n_1 - v_2} \left(\frac{1}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} - \frac{1}{\sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta}} \right) \right] \\ u &= K_I \sqrt{\frac{2r}{\pi}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(v_1 p_2 \sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta} - v_2 p_1 \sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta} \right) \right] \\ v &= K_I \sqrt{\frac{2r}{\pi}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(v_1 q_2 \sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta} - v_2 q_1 \sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta} \right) \right] \end{aligned} \quad (7)$$

Для модели II:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(\frac{v_2^2}{\sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta}} - \frac{v_1^2}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} \right) \right] \\ \sigma_y &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(\frac{1}{\sqrt{\cos\theta + n_2 \sin\theta}} - \frac{1}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} \right) \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(\frac{v_1}{\sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta}} - \frac{v_2}{\sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta}} \right) \right] \\ u &= K_{II} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(p_2 \sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta} - p_1 \sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta} \right) \right] \\ v &= K_{II} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} R_e \left[\frac{1}{v_1 - v_2} \left(q_2 \sqrt{\cos\theta + v_2 \sin\theta} - q_1 \sqrt{\cos\theta + v_1 \sin\theta} \right) \right] \end{aligned} \quad (8)$$

где R_e – реальные числа; v_j – корни характеристического уравнения (5):

Обозначив $a = 2S_{12} + S_{66}; b = \sqrt{a^2 - 4S_{11}S_{22}}; c = 2S_{11}$, получим:

$$v_1 = \sqrt{\frac{-a-b}{c}} = i \sqrt{\frac{a+b}{c}};$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{-a+b}{c}} = i \sqrt{\frac{a-b}{c}},$$

где $i = \sqrt{-1}$ - мнимое число.

С использованием этих уравнений получены формулы для определения скорости высвобождения энергии G для ортотропного материала:

$$G_I = K_I^2 A_I,$$

$$G_{II} = K_{II}^2 A_{II}$$

где

$$A_I = \sqrt{\frac{S_{11}S_{22}}{2}} \sqrt{\frac{S_{22} + 2S_{12} + S_{66}}{S_{11} + 2S_{11}}}, \quad (9)$$

$$A_{II} = \frac{S_{11}}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{S_{22} + 2S_{12} + S_{66}}{S_{11} + 2S_{11}}}$$

Подставив значения упругих констант древесины, можно записать:

$$A_I = \sqrt{\frac{1}{2E_x E_y}} \sqrt{\frac{E_x}{E_y} + \left(\frac{1}{G_{xy}} - \frac{2\mu_{yx}}{E_y} \right) \frac{E_x}{2}} \quad (10)$$

Подобно рассмотрению упругих механических свойств в соответствии с направлениями действия сил следует различать также характеристики трещиностойкости относительно осей ортотропии. К примеру, различают критическое значение интенсивности освобождения энергии вдоль волокон $G_{c,L}$, поперек волокон $G_{c,R}, G_{c,T}$ и для промежуточного направления или под углом α к волокнам $G_{c,\alpha}$. Из-за сильной анизотропии древесины критические значения интенсивности освобождения энергии G_{Ic}, G_{IIc} и соответственно критических коэффициентов интенсивности напряжений K_{Ic}, K_{IIc} поперек волокон намного больше, чем вдоль волокон. Это объясняет преимущественное развитие трещин в древесине вдоль ее волокон.

При рассмотрении древесины с позиций механики разрушения важно знать не только модель (тип) раскрытия трещины, но и ее ориентацию относительно волокон древесины, а также направление ее развития. С учетом анизотропии древесины различают шесть возможных видов или систем трещин (рис.5). Для их классификации применяют двухбуквенную систему обозначений, характеризующую ориентацию и направление развития трещины. При этом первая буква обозначает направление нормали к плоскости трещины (ориентация трещины), вторая - направление развития трещины. Так, например, трещина вида RL расположена в плоскости, нормальной радиальному направлению R , и развивается в продольном направлении L , трещина вида TL расположена в плоскости, перпендикулярной тангенциальному направлению T , и развивается в продольном направлении L . Для оценки работы древесины в реальной конструкции наибольший интерес представляют трещины видов RL и TL . При экспериментальных исследованиях испытываются образцы, имеющие начальные надрезы, идентичные трещинам рассмотренного типа.

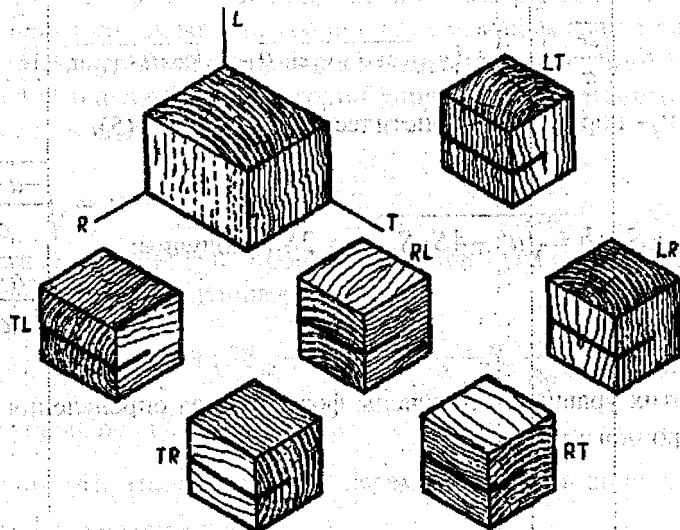


Рисунок 5 – Система обозначения ориентации и направления развития трещины в древесине

При помощи коэффициентов интенсивности напряжений (K_I, K_{II}, K_{III}), которые служат мерой сингулярности напряжений в окрестности вершины трещины, можно произвести учет величины нагрузок, их сочетаний и расположений, а также геометрию самого элемента и трещины.

4. ВЫВОДЫ

Реальные примеры проектирования деревянных конструкций показывают, что основной причиной возникновения трещин в деревянных элементах являются растягивающие напряжения поперек волокон и сдвигающие напряжения вдоль волокон древесины, в обоих случаях трещина будет развиваться вдоль волокон. В результате действия этих напряжений происходит хрупкое или квазихрупкое разрушение. Это является предпосылкой возможности применения математического аппарата так называемой линейной механики разрушения для описания механических свойств древесины.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей. Москва, Высшая школа, 1991, 288 с.
2. Зайцев Ю.В. Новый подход к расчету бетонных и железобетонных конструкций (о механике разрушения бетона и железобетона). М., Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, № 5, 2000 г., с. 15-17.
3. Зайцев Ю.В. Современное состояние механики бетона в России и за рубежом. Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, № 2, 2003 г., с. 40-41.
4. Окольникова Г.Э. Конструкции из дерева и пластмасс. ч. I.: Справочное пособие. Москва, Строитель, № 4, 2002 г., с. 45-90.
5. Окольникова Г.Э. Конструкции из дерева и пластмасс. ч. II.: Справочное пособие. Москва, Строитель, № 5, 2002 г., с. 47-114.
6. Зайцев Ю.В., Окольникова Г.Э. Оценка трещиностойкости древесины методами механики разрушения. Материалы международной научной конференции «Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения» TCR-2004. Минск, БНТУ, 2004 г. (в печати).

УДК 624. 12. 12

Окольникова Г. Э.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ НАКЛАДКАМИ И С ВПРЕССОВАННЫМИ В ДРЕВЕСИНУ СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫМИ ВТУЛКАМИ

Нагельные соединения с впредсванными стеклопластиковыми втулками [1, 2, 3] представляют собой новый вид соединений и в действующих нормах расчета и проектирования деревянных конструкций [4] отсутствуют. Принимая во внимание, что они являются разновидностью нагельных соединений, считалось целесообразным при расчете соединений с втулками использовать существующую методику расчета нагельных соединений путем введения в нее коэффициента условия работы соединения, учитывающего наличие впредсванной стеклопластиковой втулки. Поэтому, при определении величины расчетной несущей способности N_n нагельных соединений с металлическими накладками и с впредсванными в древесину стеклопластиковыми втулками, проводилось сопоставление экспериментальных данных несущей способности и деформативности соединений с впредсванными стеклопластиковыми втулками и нагельных соединений без втулок (табл. 1).

Благодаря использованию методов математического планирования эксперимента была получена зависимость для коэффициента условия работы соединения $m_{ам}$, учитывающего повышение несущей способности из-за наличия впредсванной стеклопластиковой втулки от трех параметров соединения: угла между направлением усилия и направлением волокон древесины $\alpha(^{\circ})$, диаметра нагеля $d(см)$, толщины стенки стеклопластиковой втулки $t(см)$:

$$m_{ам} = 2,7 + 0,156\alpha - 0,27d + 0,096t \quad (1)$$

Сравнение значений коэффициента условия работы соединения $m_{ам}$, полученных по формуле (1) с действительными значениями коэффициента представлено в табл. 2, которое свидетельствует о хорошей сходимости результатов и подтверждает приемлемость данного способа определения коэффициента $m_{ам}$.

Таким образом, расчетную несущую способность N_n нагельных соединений с впредсванными стеклопластиковыми втулками можно определить путем умножения расчетной несущей способности обычных нагельных соединений без втулок, вычисленной по [4], на коэффициент условия работы соединения $m_{ам}$, учитывающего наличие впредсванной стеклопластиковой втулки.

Таблица 1

Тип соединения	Усилие N_1 , кН		Усилие N_{I-II} , кН		Увеличение несущей способности (в количестве раз)		Полные деформации D_n при усилии N_{I-II} , мм		Уменьшение деформативности		Полные деформации D_n при усилении N_I , мм		Уменьшение деформативности
	без втулок	с втулками	без втулок	с втулками	по N_{I-II} ($m_{от}$)	по N_I	без втулок	с втулками	количество раз	без втулок	с втулками	количество раз	
$(\alpha - d - t)$ ($^{\circ}$ мм мм)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
90°-24-6	17,0	34,0	10,0	24,5	2,45	2,0	1,9025	0,7875	2,42	5,8925	2,165	2,72	
90°-14-6	13,0	30,5	7,0	18,0	2,57	2,35	2,7012	1,12	2,41	10,54	5,8825	1,79	
0°-24-6	37,0	76,0	22,0	49,0	2,23	2,05	1,75	0,8125	2,15	3,05	1,605	1,9	
0°-14-6	24,0	50,0	16,0	38,0	2,375	20,8	2,905	1,5725	1,85	6,675	2,77	2,41	
90°-18-8	14,0	32,0	8,0	22,0	2,75	2,28	1,676	0,76	2,2	8,065	5,57	1,45	
90°-18-4	14,0	31,0	8,0	20,0	2,5	2,21	1,675	0,6037	2,77	8,065	5,275	4,52	
0°-18-8	28,0	56,0	19,0	44,0	2,32	2,0	1,82	0,74	2,46	4,85	2,675	1,81	
0°-18-4	28,0	54,0	19,0	40,0	2,10	1,93	1,82	0,89	2,04	4,85	2,7287	1,78	
45°-24-8	26,0	45,0	19,0	36,0	1,89	1,73	1,5725	0,63	2,496	4,7125	1,16	4,0625	
45°-24-4	26,0	41,05	19,0	34,0	1,79	1,60	1,5725	0,634	2,48	4,7125	1,10	4,28	
45°-14-8	18,0	34,0	10,0	29,0	2,9	2,43	2,21	0,73	3,03	7,85	5,69	1,38	
45°-14-4	18,0	32,0	10,0	27,0	2,7	1,78	2,21	0,6875	3,21	7,85	4,56	1,72	
45°-18-6	20,0	40,0	15,0	31,0	2,17	2,0	1,6775	0,7525	2,23	6,465	2,665	2,43	
45°-18-6	20,0	43,0	15,0	31,0	2,17	2,15	1,6775	0,5725	2,93	6,465	2,57	2,52	
45°-18-6	20,0	41,0	15,0	31,0	2,17	2,05	1,6775	0,605	2,77	6,465	2,275	2,84	
					2,319	2,04			2,4964			2,3075	

Согласно [5] несущая способность нагельных соединений N_n оценивается двумя способами: по величине разрушающего усилия N_t , деленного на коэффициент надежности k , определенный по результатам испытаний - $\frac{N_t}{k} \geq N_n$;

Таблица 2

Тип соединения ($\alpha - d - t$) (° - мм - мм)	Значение $m_{эм}$ действительное	Значение $m_{эм}$ по формуле (1)	% отличия
90°-24-6	2,45	2,36	3,67
90°-14-6	2,57	2,62	1,9
0°-24-6	2,23	2,12	4,93
0°-14-6	2,375	2,379	0,168
90°-18-8	2,75	2,54	7,63
90°-18-4	2,5	2,497	0,12
0°-18-8	2,32	2,29	1,29
0°-18-4	2,1	2,25	6,67
45°-24-8	1,89	2,05	7,8
45°-24-4	1,79	2,01	10,94
45°-14-8	2,9	2,52	13,1
45°-14-4	2,7	2,48	8,1
45°-18-6	2,17	2,39	9,2
45°-18-6	2,17	2,39	9,2
45°-18-6	2,17	2,39	9,2
			%ср = 6,26

по величине усилия N_{I-II} , соответствующего верхней границе области упругой работы соединения, деленного на коэффициент 1,3 (коэффициент надежности для усилия N_{I-II}) - $\frac{N_{I-II}}{1,3} \geq N_n$.

Сопоставление экспериментальной несущей способности соединений с впрессованными стеклопластиковыми втулками ($\frac{N_{I-II}}{1,3}$ и $\frac{N_t}{k}$) с расчетной несущей способностью N_n , вычисленной с учетом коэффициента условия работы соединения $m_{эм}$, представлено в табл. 3.

Таблица 3

Тип соединения	N_t , кН	Коэффициент k	$\frac{N_t}{k}$	N_n	N_{I-II} , кН	$\frac{N_{I-II}}{1,3}$	N_n
90°-24-6	17,0	2,417	7,02	7,02	12,25	9,42	7,02
90°-14-6	15,25	2,45	6,22	5,62	9,0	6,92	5,62
0°-24-6	38,8	2,33	16,309	13,44	24,5	18,84	13,44
0°-14-6	25,0	2,38	10,504	8,33	19,0	14,61	8,33
90°-18-8	16,0	2,44	6,557	6,34	11,0	8,46	6,34
90°-18-4	15,5	2,45	6,327	6,16	10,0	7,69	6,16
0°-18-8	28,0	2,36	11,86	10,575	22,0	16,92	10,575
0°-18-4	27,0	2,37	11,39	10,26	20,0	15,38	10,26
45°-24-8	22,5	2,39	9,41	9,405	18,0	13,84	9,405
45°-24-4	21,75	2,41	9,025	9,0	17,0	13,07	9,0
45°-14-8	17,0	2,407	7,062	7,0455	14,5	11,15	7,0455
45°-14-4	16,0	2,33	6,867	6,84	13,5	10,38	6,84
45°-18-6	20,0	2,41	8,298	8,044	15,5	11,92	8,044
45°-18-6	21,5	2,40	8,958	8,044	15,5	11,92	8,044
45°-18-6	20,5	2,41	8,506	8,044	15,5	11,92	8,044

Таблица 4

Тип соединения	N_{I-II} , кН по расчету	$\frac{N_{I-II}}{1,3}$, кН	N_n , кН
60 -24-6	15,0	11,53	8,21
60 -14-6	12,75	9,8	6,14
60 -18-8	14,0	10,76	7,27
60 18-4	13,75	10,57	7,047
30 -24-8	17,5	13,46	12,44
30 -24-4	17,3	13,30	12,07
30 -14-8	16,0	12,3	7,91
30 -14-4	15,75	12,11	7,7
30 -18-6	16,5	12,69	9,24

Сопоставление теоретической несущей способности ($\frac{N_{I-II}}{1,3}$), определенной из расчета по мето-

дике [2], с расчетной несущей способностью N_n (с учетом коэффициента условия работы $m_{от}$) приведено в табл. 4.

Сравнение теоретических и экспериментальных значений усилий N_{I-II} и N_t соответственно приведено в табл. 5, отклонение не превышает 2,57%, что свидетельствует о хорошем совпадении результатов.

Таблица 5

Тип соединения	Нагрузка N_{I-II} , кН			Нагрузка N_t , кН		
	теоретическая	эксперимент.	%	теоретическая	эксперимент.	%
45 -14-4	27,0	27,0	0	33,67	32,0	4,96
90 -14-6	20,0	20,28	1,38	29,41	30,5	3,57
0 -24-6	4,0	41,21	2,9	68,5	68,0	0,7299
0 -18-4	37,0	38,59	4,12	53,0	54,0	1,85
45 -18-6	29,0	30,35	4,44	41,77	41,33	1,05
			2,57			2,43

Анализ данных табл. 3 и 4 показывает, что значения трех величин N_n , $\frac{N_t}{k}$, $\frac{N_{I-II}}{1,3}$ близки и выполняются вышеуказанные неравенства.

Сравнение деформативности соединений с металлическими накладками с впрессованными в древесину стеклопластиковыми втулками и соединений без втулок (табл. 1) показывает, что деформативность соединений с втулками гораздо меньше деформативности соединений без втулок [6, 7] (величина, на которую снижается деформативность, зависит от параметров соединения, поэтому для каждого типа соединения имеет свое значение и может быть принята по табл. 1).

Деформативность соединений с металлическими накладками с впрессованными в древесину стеклопластиковыми втулками, приходящаяся на 1 кН нагрузки (в пределах упругой работы соединения) меньше деформативности соединений без втулок в 4,43 - 8,84 раза (табл. 6).

ВЫВОДЫ

На основании проведенного анализа результатов теоретических и экспериментальных исследований несущей способности и деформативности традиционных нагельных соединений и нагельных соединений с впрессованными стеклопластиковыми втулками были разработаны рекомендации по расчету последних.

Для практических расчетов соединений с металлическими накладками и с впрессованными в древесину стеклопластиковыми втулками предлагается использовать методику, рекомендуемую действующими нормами расчета и проектирования деревянных конструкций [4] для традиционных соединений без втулок путем введения в нее коэффициента условия работы соединения $m_{от}$, учитывающего повышение несущей способности соединения при наличии впрессованной стеклопластико-

вой втулки. Величина коэффициента $m_{\text{ст}}$ зависит от параметров соединения: угла между направлением усилия и направлением волокон древесины $\alpha(^{\circ})$, диаметра нагеля $d(\text{см})$, толщины стенки стеклопластиковой втулки $t(\text{см})$ и вычисляется по формуле (1).

Таблица 6

Тип соединения	Деформативность на 1 кН, мм (в пределах упругой работы соединения)		
	с втулками	без втулок	Снижение деформативности (количество раз)
90°-24-6	0,032	0,19	5,94
90°-14-6	0,062	0,386	6,23
0°-24-6	0,01658	0,0795	4,79
0°-14-6	0,041	0,1815	4,43
90°-18-8	0,0345	0,209	6,06
90°-18-4	0,03018	0,209	6,92
0°-18-8	0,01682	0,095	5,648
0°-18-4	0,02225	0,095	4,27
45°-24-8	0,0175	0,08276	4,73
45°-24-4	0,018647	0,08276	4,44
45°-14-8	0,025	0,221	8,84
45°-14-4	0,02546	0,221	8,68
45°-18-6	0,02427	0,1118	4,6
45°-18-6	0,01847	0,1118	6,05
45°-18-6	0,0195	0,1118	5,73

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Берестнева Г. Э. Нагельные соединения с впрессованными стеклопластиковыми втулками. - Жилищное строительство. - Москва: Стройиздат, 1993, № 1. - с. 19-20.
2. Берестнева Г. Э. Исследование нагельных соединений. - Жилищное строительство. - Москва: Стройиздат, 1993, № 3. - с. 23-25.
3. Берестнева Г. Э. Экспериментальное исследование работы нагельных соединений. - Жилищное строительство. - Москва: Стройиздат, 1993, № 4. - с. 11-13.
4. СНиП II - 25 - 80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. - Москва: Стройиздат, 1982. - 31 с.
5. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - Москва: Стройиздат, 1980. - 40 с.
6. Окольников Г.Э. Конструкции из дерева и пластмасс. ч. I.: Справочное пособие.-Москва: Строитель, № 4, 2002 г., с. 45-90.
7. Окольников Г.Э. Конструкции из дерева и пластмасс. ч. II.: Справочное пособие.-Москва: Строитель, № 5, 2002 г., с. 47-114.

УДК 621.86./061: 624.073.1

Рак Н.А., Щербак С.Б.

ИССЛЕДОВАНИЕ УЗЛОВ БЕСПЕТЛЕВОЙ СТОПОВКИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

ВВЕДЕНИЕ

Одним из важнейших направлений снижения материалоемкости сборных железобетонных конструкций является уменьшение расхода стали на строповочные приспособления, необходимые только на стадии изготовления и монтажа. На строповочные петли многопустотных плит расходуется в зависимости от массы плиты, определяющей диаметр сечения петель, от 2,8 до 6,4 кг арматурной стали класса А-I, что составляет от 6 до 18 % от общего расхода стали на плиту. Таким образом, замена строповочных петель специальными инвентарными захватами позволяет существенно уменьшить расход стали. Это особенно актуально в настоящее время в условиях отсутствия собственного производства стали этого класса на металлургических предприятиях Республики Беларусь.

Для подъема и перемещения плит в стадии изготовления или монтажа вместо закладных петель предлагается использовать инвентарные строповочные устройства анкерного типа — захваты. Конструкция захвата и способ его анкеровки требуют устройства специальных отверстий (проемов) в верхней части плиты.

Захват через указанный проем вводится в полость плиты, устанавливается в рабочее положение путем поворота в плоскости плиты на угол 90° и автоматически фиксируется в таком положении до передачи нагрузки от подъемных устройств. Анкеровка захвата через верхний проем не нарушает традиционную технологию изготовления многопустотных плит, а также обеспечивает равное удобство при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах.

Захваты любых модификаций должны отвечать следующему ряду требований: прочности при многократном использовании; удобству продевания чалочных крюков или других устройств грузовых стропов; надежности анкеровки в бетоне сборных элементов. Если первые два из указанных требований можно обеспечить при конструировании и расчете захвата, то обеспечение последнего требует тщательной конструктивной проработки способов анкеровки захвата в бетоне плиты, выполнения в требуемом объеме статических испытаний опытных образцов узлов анкеровки с целью установления возможных видов разрушения и оценки прочности и надежности узла.

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для исследования прочности узла анкеровки захвата в бетоне многопустотной плиты были проведены испытания 38 опытных образцов узлов, расположенных в 8 плитах (рис. 1.1 и таблица 1.1). В плите № 2 помимо 4 анкерных отверстий, расположенных по углам плиты, дополнительно были отформованы 8 анкерных отверстий в средней части плиты. При испытании варьировались следующие параметры узла:

- прочность бетона плит;
- угол наклона стропа к плоскости плиты (45° и 90°);
- расположение анкерного отверстия (в углах и в средней части плиты);
- расположение захвата в анкерном отверстии.

Плиты были изготовлены на завод СЖБ-1 АП «Минскжелезобетон» (плиты № 1-3) и Барановичском Заводе СЖБК (плиты № 4-8) по традиционной технологии. Плиты № 1-4, и № 6-8 проходили тепловую обработку по стандартному режиму, а бетон плиты № 5 твердел в естественных условиях. Контроль прочности бетона плит осуществляли по кубам размерами $100 \times 100 \times 100$ мм, изготовленных одновременно с плитами и подвергнутым аналогичной тепловой обработке. Испытания плит № 1-3 проводились в лабораторном корпусе БНТУ на 61-65 сутки после изготовления плит, плит № 4, 5 — в испытательном цехе Барановичского завода СЖБК в возрасте соответственно 2 и 5 суток, а плит № 6-8 на полигоне склада готовой продукции Барановичского завода СЖБК в возрасте 45 суток. При испытании использовались захваты 301-000, изготовленные ПО «Строймаш» и прошедшим после изготовления проверку ОТК на соответствие требованиям паспорта на захват.

Методика проведения испытаний узлов анкеровки захвата была разработана таким образом, чтобы обеспечить условия работы области анкеровки максимально приближенные к имеющим место при реальном подъеме и перемещении плиты.

Плиты перед испытанием укладывались на силовой пол и либо крепились при помощи перекидных балок к силовому полу, либо пригружались бетонными блоками. Установка для испытания плит в лабораторном корпусе БНТУ состояла из рамы, жестко закрепленной к силовому полу. На траверсе рамы располагался блок, при помощи которого изменялся угол наклона соединенной с захватом ветви стропа при испытании узла с углом наклона к плоскости плиты 45° . При вертикальном направлении ветви стропа приложение нагрузки к захвату производилось напрямую, без использования блока. При помощи индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм измерялись перемещения края анкерного отверстия посередине его продольной стороны. Индикаторы крепились на переносной рамке, имевшей три точки опоры, значительно удаленные от места приложения нагрузки (рис. 1). Таким образом, перемещения измерялись относительно заранее выбранной условно неподвижной плоскости измерения.

Нагрузка к захвату прикладывалась через соединенную с ним ветвь стропа с помощью мостового крана (рис. 1). Величина нагрузки контролировалась при помощи эталонных динамометров с пределами измерения 50 или 100 кН с ценой деления соответственно 0,5 и 1 кН. Нагрузка прикладывалась этапами по 4...5 кН. На каждом этапе снимались показания индикаторов. При повышении на-

грузки визуалью по показаниям индикаторов фиксировали момент нарушения анкеровки захвата, когда происходил резкий рост показаний приборов. После этого индикаторы снимались и узел доводился до разрушения. По окончании испытаний составлялась карта трещин и производилось фотографирование вида разрушенного узла.



1 — переносная рамка; 2 — индикатор часового типа; 3 — захват

Рисунок 1 — Установка индикаторов при испытании узлов анкеровки захвата.

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Проведенные экспериментальные исследования узлов анкеровки показали, что разрушение всех узлов имело ярко выраженный хрупкий характер и происходило по двум схемам. Основные результаты испытаний с указанием схем разрушения представлены в таблице 1, а вид зон анкеровки после разрушения узлов приведен на рис. 2.

При *первой* схеме разрушение наступало в результате выкалывания из плиты части бетона, имеющей вид пирамиды, верхнее основание которой ограничено габаритами опорных пластин захвата, а боковые грани наклонены под углом примерно 45° к направлению приложения усилия. При этом разрушение бетона имело локальный характер, а область разрушения не захватывала межпустотные ребра плит.

При *второй* схеме разрушения после образования в межпустотных ребрах плиты трещин отрыва следовало немедленное разрушение узла с одновременным выкалыванием бетона по поверхности, имеющей сложное пространственное положение и пересекающей не только примыкающие к анкерному проему межпустотные ребра, но и в ряде случаев соседние. Такой вид разрушения следует рассматривать как крайне неблагоприятный и необходимо исключить путем постановки в межпустотных ребрах поперечной арматуры.

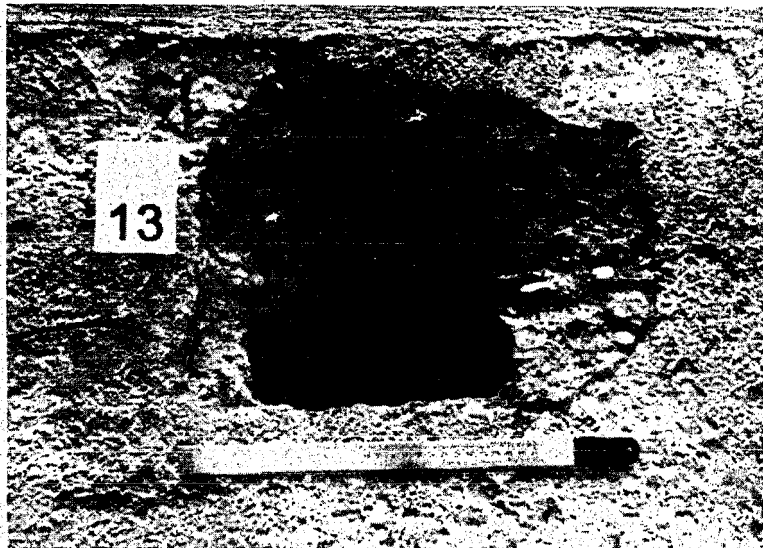
Четыре узла анкеровки разрушить не удалось из-за недостаточной мощности грузоподъемного оборудования. В связи с этим в запас расчета максимально достигнутые при испытании нагрузки принимались в качестве разрушающих.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

В связи с тем, что разрушение всех узлов беспетлевой строповки происходило хрупко в результате выкалывания бетона и при одновременном разрыве межпустотных ребер плиты с выкалыванием бетона, в качестве характеристики свойств бетона при дальнейшем анализе была принята прочность бетона на осевое растяжение.

Зависимость для расчета разрушающей нагрузки N_{Rd} на узел беспетлевой строповки может быть представлена в следующем виде

а



б

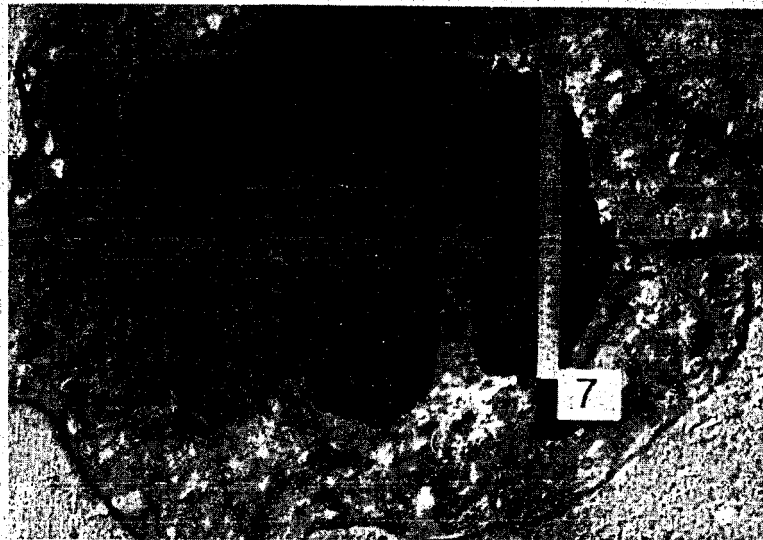


Рисунок 2 – Вид разрушения при выкалывании бетона (а) и разрыве межпустотных ребер при одновременном выкалывании (б): на линейке отмечен размер 300 мм

$$N_{Rd} = f_{ct} \cdot A_{ct,eff} \quad (1)$$

где f_{ct} – сопротивление бетона осевому растяжению;

$A_{ct,eff}$ – условная (эффективная) площадь бетона, сопротивляющегося растягивающим напряжениям.

Тогда, исходя из опытных величин разрушающих нагрузок при известной величине прочности бетона на осевое растяжение, для каждого испытания можно определить экспериментальные значения эффективной площади бетона по формуле

$$A_{ct,eff} = \frac{N_{Rd}}{f_{cm}} \quad (2)$$

Результаты выполненных вычислений представлены в табл. 2

В первые две группы образцов вошли данные по испытаниям многопустотных плит №1-3. Сопоставительный анализ средних величин эффективной площади растянутого бетона при различных углах наклона стропа показал, что при угле 45° величина эффективной площади выше на 20%, чем при угле, равном 0° . Это свидетельствует о вовлечении в работу большей области бетона, непосредственно примыкающей к месту приложения нагрузки. Обращает также на себя внимание и более низкий разброс значений эффективной площади, полученных в испытаниях при угле наклона 45° .

Таблица 1 — Основные результаты испытаний узла беспетлевой строповки плит

№ исп.	№ плиты ^а	Прочность бетона, МПа	Положение захвата в проеме	Угол наклона стропы, град.	Разрушающая нагрузка F_u , кН	Характер разрушения ^б		
1	1	30	крайнее	0	50	ВБ		
2			крайнее	45	47	ВБ		
3	2	31	крайнее	45	50	ВБ		
4			крайнее	45	49	ВБ		
5			среднее	0	47	ВБ		
6			среднее	0	42	ВБ		
7			среднее	0	56	РР		
8			среднее	0	42	ВБ		
9			крайнее	45	53	РР		
10			крайнее	45	56	РР		
11			среднее	0	38	РР		
12			среднее	0	45	ВБ		
13			среднее	0	48	ВБ		
14			среднее	0	35	ВБ		
15			3	27	крайнее	45	57	РР
16					крайнее	45	52	РР
17	крайнее	0			35	ВБ		
18	крайнее	0			47	ВБ		
19	4	14	крайнее	0	40	НР		
20			крайнее	0	36,5	НР		
21			крайнее	0	25	РР		
22			крайнее	0	28	РР		
23	5	15	крайнее	0	35	ВБ		
24			крайнее	0	37,5	НР		
25			крайнее	0	37,5	НР		
26			крайнее	0	35	РР		
27	6	26	крайнее	0	45	ВБ		
28			крайнее	0	50	ВБ		
29			крайнее	0	46	ВБ		
30			крайнее	0	46	ВБ		
31	7	28	крайнее	0	49	ВБ		
32			крайнее	0	48	ВБ		
33			крайнее	0	36	ВБ		
34			крайнее	0	47	ВБ		
35	8	24	крайнее	0	29	ВБ		
36			крайнее	0	42	ВБ		
37			крайнее	0	37	ВБ		
38			крайнее	0	48	ВБ		

^а Номерам плит соответствуют следующие марки: 1, 2, 3 — ПК57.15-5АтVc; 4, 5 — ПК48.12-5АтIV;

6 — ПК60.15-5АтVc; 7, 8 — ПК30.12-5АтVc

^б ВБ — выкалывание бетона; РР — разрыв межпустотных ребер с одновременным выкалыванием бетона; НР — узел не разрушен

Таким образом, экспериментально установлено существенное влияние на максимальное усилие в стропе угла его наклона, что необходимо учитывать в расчете. Поскольку основным при строповке является угол наклона 45°, дальнейший анализ был проведен для этого случая. Для учета повышенного вовлечения в работу бетона при этом угле наклона все величины разрушающих усилий, полученные при вертикальном положении стропы, при дальнейшей обработке корректировались путем умножения на опытный коэффициент $k_\alpha = 1,2$.

Таблица 2 – Результаты статистической обработки экспериментальных данных

№№ образцов	Угол наклона стропы, град.	Кол-во образцов	Среднее значение $A_{ct,eff}$, мм ²	Коэффициент вариации
1,5-8, 11-14, 17, 18	0	11	25147	0,145
1-4, 9, 10, 15, 16	45	7	30041	0,097
19-38	0	20	29206	0,157
1-38 (с учетом $k_\alpha = 1,2$ при угле наклона стропы 0°)	45	38	32716	0,163

Результаты обработки всего массива экспериментальных данных приведены в последней строке таблицы 2. При среднем значении эффективной площади $A_{ct,eff} = 32700$ мм² коэффициент вариации составил 0,163. На наш взгляд, полученный разброс значений комплексно характеризует изменчивость условий контактного взаимодействия захвата с плитой и неоднородность бетона в многопустотных плитах, которая была выявлена в исследованиях [2, 3, 4]. Согласно этим исследованиям наблюдается систематическая изменчивость прочности бетона по длине и высоте плит, которая является проявлением особенностей технологии укладки и уплотнения бетона этих плит. Прочность бетона верхней полки меньше в среднем на 20 %, чем прочность бетона нижней. Если прочность бетона нижней полки мало изменяется по длине, то прочность бетона верхней полки уменьшается от глухого торца плиты к открытому торцу примерно на 20 %. Таким образом, систематическое отклонение в сторону уменьшения прочности бетона верхней полки у открытого торца плиты от средней прочности бетона плиты может достигнуть примерно 30 %.

Все перечисленные факторы трудно поддаются непосредственному учету при проектировании. В связи с этим надежность беспетлевой строповки плит должна быть обеспечена с помощью системы коэффициентов безопасности норм проектирования [5].

Тогда с учетом полученной экспериментально величины эффективной площади допускаемую массу груза G при угле наклона стропы 45° рекомендуется назначать по формуле

$$G = \frac{0,7 \cdot f_{ctd} \cdot A_{ct,eff}}{\gamma_G \cdot \gamma_d \cdot g} \quad (3)$$

- где $0,7$ – коэффициент приведения нагрузки в стропе к вертикальной нагрузке;
 f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, определенное при коэффициенте безопасности по бетону безопасности для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы (согласно нормам [5] $\gamma_c = 1,8$ для бетонных элементов) исходя из обеспеченной при производстве передаточной, распалубочной или отпускной прочности бетона на сжатие при подъеме плиты из формы;
 $A_{ct,eff}$ – величина эффективной площади растянутого бетона, определенная по результатам испытаний при угле наклона стропы 45°;
 γ_G – коэффициент надежности по нагрузке (согласно приложению А норм [5] для конструкций заводского изготовления при обеспеченной системе контроля качества $\gamma_G = 1,15$);
 γ_d – коэффициент динамичности к массе изделия (согласно п. 12.1.1.4 норм [5] $\gamma_d = 1,4$);
 g – ускорение силы тяжести (9,81 м/с²);

По результатам вычисления по формуле (3) допустимая масса груза на захват при величине обеспеченной при производстве передаточной, распалубочной или отпускной прочности бетона на сжатие при подъеме плиты из формы 14 МПа стропы составила 830 кг. При условии подъема плиты четырьмя захватами нагрузка от плиты считается приложенной равномерно между тремя захватами.

Таким образом, допустимая масса плиты в этом случае ограничивается величиной суммарной допустимой нагрузки на три захвата, т.е. 2490 кг.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. Технические требования. / Госкомитет СССР по строительству и инвестициям. – М: Издательство стандартов, 1992. – 22 с.
2. Клевцов В. А., Коревицкая М. Г., Вайнгартен Г. И. К разработке системы неразрушающего контроля многопустотных панелей. // Контроль качества и надежности железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – С.16-27.
3. Клевцов В. А., Сизов Г. В. Характер распределения прочности в многопустотных панелях // Бетон и железобетон. – 1975. – № 6.
4. Коревицкая М. Г., Артамонова В. Н., Лапенис Т. Ю. Анализ качества изготовления предварительно-напряженных ребристых и многопустотных плит. // Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. – М., 1983; – С. 155-162.
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 140 с.

УДК 621.86.061:624.073.1

Рак Н.А., Щербак С.Б.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПРИ ДЕЙСТВИИ МЕСТНОЙ НАГРУЗКИ В УЗЛАХ БЕСПЕТЛЕВОЙ СТРОПОВКИ

ВВЕДЕНИЕ

Замена строповочных петель, устанавливаемых в таких массовых железобетонных изделиях, как многопустотные плиты, специальными грузозахватными устройствами позволяет существенно уменьшить расход стали.

Для использования захватов при изготовлении плиты устраивают проемы в ее верхней части. Перед подъемом плиты захваты вводятся через проемы в ее полость и фиксируются в рабочем положении. При таком способе строповки бетон плиты в месте установки захвата испытывает сложное напряженно-деформированное состояние, характеризующееся появлением опасных напряжений растяжения.

При расчете такой узел строповки следует рассматривать как систему геометрически сложных элементов из разнородных материалов, обладающих неупругими свойствами. При этом контактное взаимодействие элементов узла (захвата и бетона плиты) происходит по заранее неизвестным площадкам в условиях граничного трения и возможного проскальзывания. Из-за нечеткого контакта возможно смятие бетона плиты в пределах опорных элементов захвата или преждевременное разрушение кромок анкерного проема.

Обеспечение прочности и надежности узлов беспетлевой строповки требует расчетно-теоретического обоснования и экспериментального подтверждения. Сложная геометрия плиты в области анкерования не позволяет в полной мере использовать подходы норм проектирования [1] для расчета этого узла. В связи с этим, наряду с традиционными экспериментальными методами исследований [2], узлы беспетлевой строповки целесообразно исследовать имеющим широкие возможности методом конечно-элементного анализа.

МЕТОДИКА МОДЕЛИРОВАНИЯ УЗЛА СТРОПОВКИ

Задачу исследования напряженно-деформированного состояния узла беспетлевой строповки плиты следует рассматривать в трехмерной упругой постановке при статическом приложении внешней нагрузки на плиту.

При подъеме плиты за четыре точки нагрузку от собственной массы конструкции считают, как правило, равномерно распределенной на три строповочных узла. Реализация трехточечной схемы распределения массы плиты при построении конечно-элементной модели требует рассмотрение системы «плита-захваты» в целом. Для получения приемлемой точности решения требуется достаточно подробная дискретизация элементов захвата и плиты в области анкерования. Очевидно, что выполнять решение этой задачи в такой строгой постановке практически не целесообразно. В связи с этим при выполнении численного анализа узла беспетлевой строповки вполне допустимо принятие ряда упрощений и допущений.

При этом было принято во внимание, что результаты экспериментально-теоретических исследований [3] поведения многопустотной плиты при подъеме и перемещении показали, что наибольшие внутренние усилия возникают в средней части конструкции в направлениях загруженной диагонали и

по нормали к ней. Влияние общего напряженно-деформированного состояния плиты на интенсивность и распределение напряжений в области анкеровки захвата невелико.

Исходя из этого, при построении расчетной модели узла анкеровки захвата выделена угловая область в плане плиты, ограниченная плоскостью продольной симметрии плиты и ортогональной секущей плоскостью, проходящей на расстоянии 580 мм от открытого торца.

Расположение ограничивающих плоскостей примерно соответствует пределам стабилизации напряжений в плите при местном приложении нагрузки и обеспечивает симметрию модели. Пределы затухания местных возмущений оценены с учетом высоты сечения плиты, размеров анкерного проема и опорных элементов захвата. Моделируемая часть плиты в дальнейшем рассматривается независимо от основного массива плиты, действие которого частично учитывалось наложением связей.

Величина угла в плоскости плиты между ее продольной осью и возможным направлением ветви стропы зависит от размеров плиты и составляет 6-10°. Пренебрегая величиной этого угла при построении модели можно ограничиться рассмотрением половины выделенной области плиты. В зависимости от используемых строповочных приспособлений нагрузка на захват может передаваться под различными углами к плоскости плиты. По требованиям безопасности величина этого угла не может быть менее 45°. Для расчетов приняты две величины угла — 45° и 90°.

Построение геометрической модели узла анкеровки захвата выполнено на основе метода описания границ с использованием процедур генерации (размножения), экструдирования, симметризации и переноса геометрических примитивов (точка, линия, поверхность, объем).

В качестве базовой плиты для моделирования и дальнейшего расчета выбрана плита ПК60.12 (рис. 1). Для упрощения геометрических построений величины некоторых размеров базовой плиты округлены, а незначительные детали формы не учитывались.

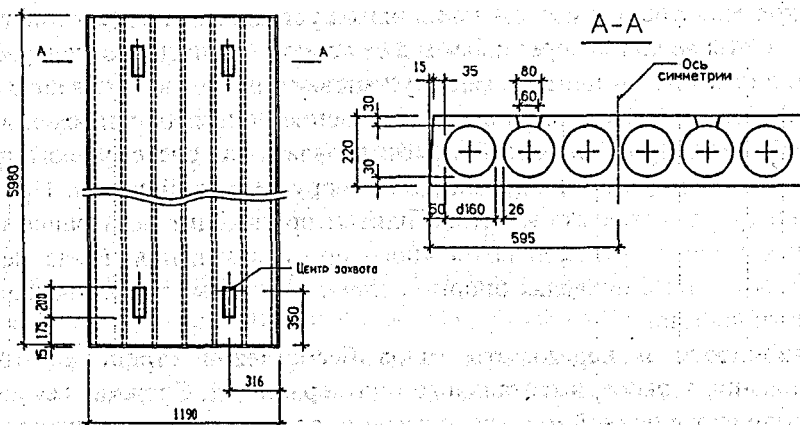


Рисунок 1 – Вид многупустотной плиты с отверстиями для беспетлевой строповки

Дискретизация нормального сечения плиты выполнена нерегулярным разбиением на треугольники и прямоугольники со сгущением конечноэлементной сетки к центру межпустотного ребра и в зоне контакта. На основе дискретизированных сечений путем «экструзии», «протягивания» и симметричного отображения получена геометрическая модель анкерного узла в виде набора объемов, которые в дальнейшем были разбиты в автоматическом режиме на узлы и конечные элементы (рис.2).

Объемы, представляющие часть плиты, заполнялись 6- и 8-узловыми конечными элементами призматической формы типа SOLID.

Согласно проектной документации и стандарту [4], плита изготавливается из тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. Расчетные параметры бетона назначены с учетом отпускной прочности, составляющей 70 % от проектной, т.е. приняты по нормам как для тяжелого пропаренного бетона класса $C^{11}/_{14}$.

Для всех моделируемых силовых деталей захвата (опорный элемент, дуга, распорка, сварной шов (рис. 2, б)) приняты характеристики, соответствующие прокатной стали марки Ст3пс5.

Учитывая то, что при моделировании в силу предполагаемой симметрии рассматривалась половина выделенной области анкеровки, лежащие в плоскости симметрии узлы закреплены от смещения из этой плоскости.

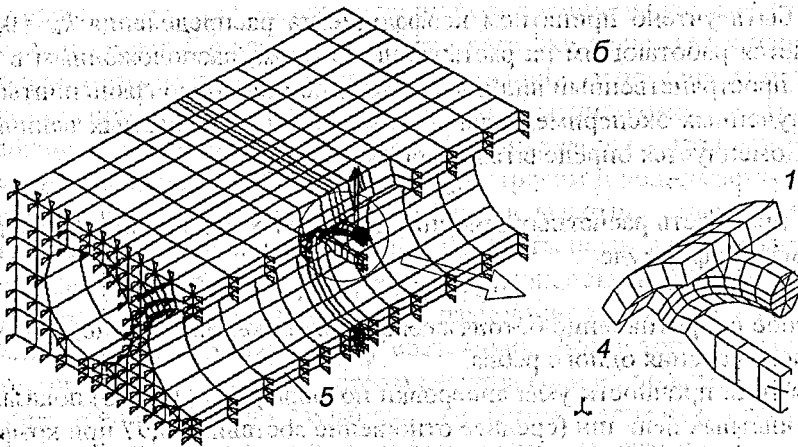


Рисунок 2 – Вид КЭ-моделей узла анкеровки в целом (а) и 1/2 захвата (б):
 1 — опорный элемент; 2 — дуга; 3 — распорка; 4 — сварной шов;
 5 — связи на перемещения узлов по направлению OX

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ УЗЛОВ БЕСПЕТЛЕВОЙ СТРОПОВКИ

Анализ деформированных схем ряда моделей показал, что при изменении угла наклона ветви стропы к плоскости плиты в диапазоне 45-90°, взаимодействие захвата с бетоном происходит по всей площади возможного контакта.

Напряжения в поперечных сечениях плиты примерно соответствуют получаемым из расчета методами сопротивления материалов, за исключением примыкающей к захвату области. Величины этих напряжений не превышают предельных значений в стадии, когда такое состояние достигается в продольных сечениях межпустотных ребер.

В примыкающих к анкерному проему межпустотных ребрах плиты при приложении нагрузки от захвата возникают растягивающие напряжения (рис. 3).

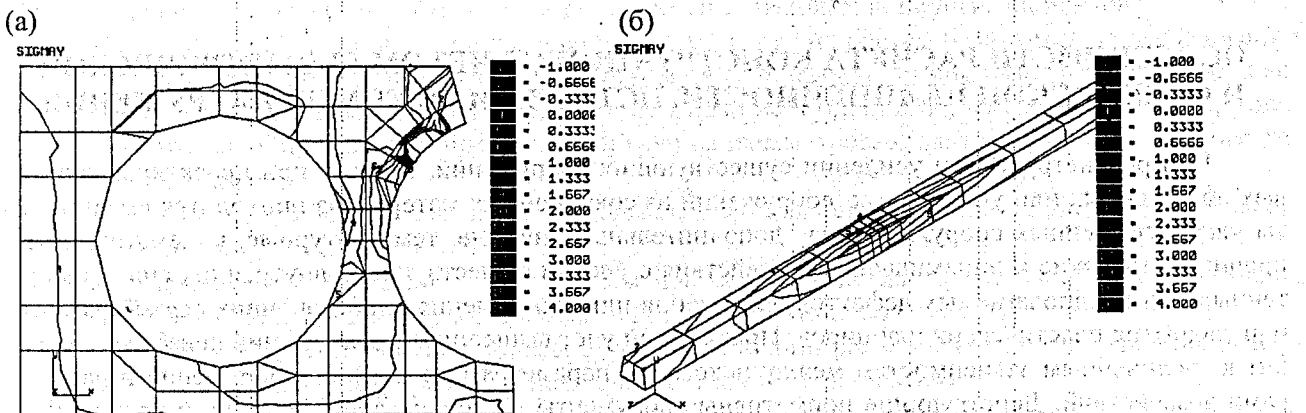


Рисунок 3 – Характер распределения вертикальных напряжений σ_y (МПа) в месте установки захвата (а) и по длине межпустотного ребра (б)

Эпюра этих напряжений симметрична относительно центра захвата и имеет длину $b = 340$ мм. Напряжения в указанных ребрах распределяются неравномерно по длине плиты, при этом величина коэффициента полноты эпюры напряжений ω_w (отношение величины среднего по длине эпюры напряжения к максимальному) составила 0,5. При этом максимальные по величине напряжения действуют в месте соединения захвата с плитой.

Распределение напряжений по ширине ребра (рис. 3, б) также неравномерно — на расположенной со стороны анкерного проема грани ребра наблюдаются значительные по величине растягивающие напряжения, а на противоположной — небольшие сжимающие. Согласно результатам расчетов на конечно-элементных моделях эксцентриситет равнодействующей усилий в ребре относительно центра тяжести сечения ребра составляет $0.3h$, где h — минимальная толщина ребра. Межпустотные ребра плит в пределах эпюры растягивающих напряжений воспринимают 30 % полной нагрузки на

захват, что может быть учтено принятием коэффициента распределения $k_w = 0,3$. Остальная часть усилия воспринимается работающим на растяжение бетоном, расположенным в расчетном сечении, имеющем сложный пространственный вид и пересекающем верхнюю грань плиты наклонно к ней.

С учетом полученных экспериментальных и теоретических данных величины предельной нагрузки N_u захват рекомендуется определять по формуле

$$N_u = N_{wt}/k_w \quad (1)$$

где N_{wt} — суммарная прочность расчетных сечений продольных ребер при внецентренном растяжении, определяемая по формуле

$$N_{wt} = 1,25 f_{ctd} \cdot b_{ef} \cdot h, \quad (2)$$

здесь f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, $b_{ef} = \omega_w b$ — условная эффективная ширина расчетного сечения одного ребра.

Результаты расчета прочности узла анкеровки по формулам (1) и (2) показали хорошую сходимость расчетных и опытных величин (среднее отношение составило 0,97 при коэффициенте вариации 0,152).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2003. — 140 с.
2. Рак Н. А., Щербак С. Б. Исследование узлов беспетлевой строповки железобетонных многопустотных плит // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура, 2004
3. Бердичевский Г. И., Крамарь В. Г., Воробьев А. Н. Трещиностойкость многопустотных панелей перекрытий при воздействии монтажных нагрузок // Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений / НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1977. — С. 128-134.
4. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. Технические требования. / Госкомитет СССР по строительству и инвестициям. — М.: Издательство стандартов, 1992. — 22 с.

УДК 624.04

Сидорович Е. М.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ И ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ, ИСТОРИИ И РЕЖИМОВ НАГРУЖЕНИЯ

При реконструкции и усилении существующих сооружений, а также при проектировании новых облегченных или уникальных сооружений из современных материалов приходится вести расчеты уже нагруженных сооружений на дополнительные силовые, температурные, кинематические и прочие статические и динамические воздействия с учетом существующих внутренних сил, приобретенных или предполагаемых дефектов, включения или выключения односторонних связей, развития или закрытия пластических шарниров. Правильный учет вышеописанных явлений неизбежно приводит к нелинейным зависимостям между искомыми параметрами состояния сооружений и параметрами воздействий. Действующие нормативные документы не только допускают, но и рекомендуют проводить расчеты сооружений с учетом геометрической и физической нелинейности. Только нелинейная теория позволяет обоснованно определить распределение внутренних сил в элементах сооружения в рабочем или предельном состояниях, оценить его способность противостоять заданным и дополнительным, неучтенным воздействиям, т. е. убедиться в реальной несущей способности, жесткости и устойчивости сооружения при эксплуатации.

В данной работе рассматриваются общие особенности работы и расчета произвольных плоских или пространственных нелинейно деформируемых несущих систем, стержневых, тонкостенных или массивных. Современная теория расчета деформируемых систем, основанная на методе конечных элементов, позволяет проводить расчеты любых конструктивных схем с единых методологических позиций, как в линейной постановке, так и в нелинейной.

При этом теряет свою актуальность классификация расчетных схем сооружений на геометрически изменяемые и геометрически неизменяемые, на статически определимые и статически неопределимые. На первое место выходит классификация текущих состояний равновесия деформированных несущих систем на устойчивые и неустойчивые состояния равновесия. Только в устойчивом состоя-

нии равновесия несущая конструкция может воспринять дополнительную нагрузку и перейти в новое состояние равновесия, тоже устойчивое, а при снятии нагрузки вернуться в первоначальное состояние равновесия. Только относительно устойчивых состояний равновесия возможны колебания деформированной системы при динамических воздействиях. Именно возможность нагруженной системы совершать колебания с ограниченными амплитудами и является критерием ее устойчивости. Такие разные конструкции, как подъемный кран со стрелой, тросом и поднимаемым грузом (геометрически изменяемая система); пластинчато-стержневой каркас высотного здания (многократно статически неопределимая система), изначально нагруженный собственным весом; сжатый сферический купол или растянутая висячая оболочка (пространственные тонкостенные системы) в расчетном отношении становятся полностью идентичными, если их равновесие устойчиво, а расчет на дополнительные воздействия ведется по деформированному состоянию. Более того, к разным конструктивным схемам можно применить один и тот же алгоритм расчета, если их полагать составленными из определенных наборов простейших хорошо изученных элементов (стержней, пластинок, объемных тел простой формы и т. п.), которые принято называть конечными элементами.

Нелинейность или линейность расчетных зависимостей зависит от свойств деформируемой системы и целей расчета. При этом необходимо четко понимать, что метод конечных элементов как мощный численный метод решения задач высокой размерности сам по себе не в состоянии решить систему нелинейных уравнений и даже одно нелинейное уравнение. Методом конечных элементов можно с достаточной степенью приближенности вычислить значение потенциальной энергии деформации (или полной потенциальной энергии) многоэлементной деформируемой системы в конкретном состоянии равновесия. Можно вычислить вектор невязок системы нелинейных уравнений высокого порядка при заданных значениях неизвестных. Можно сформировать матрицу коэффициентов канонических уравнений метода перемещений (матрицу жесткости) и вектор свободных членов любой деформируемой системы, составленной из любого числа любых конечных элементов. Можно, наконец, вычислить определенный интеграл (даже функционал) с любым заданным подынтегральным выражением. Успех решения любой нелинейной задачи зависит, во-первых, от ее правильной формулировки и, во-вторых, от удачно выбранного численного метода решения полученной системы нелинейных уравнений. Возникающие при этом проблемы, связанные с высоким порядком решаемых систем уравнений, легко и эффективно снимаются именно методом конечных элементов.

Как известно [1, 2, 3], нелинейная теория расчета несущих систем базируется на исследовании перехода деформируемой системы из одного состояния равновесия, принимаемого за исходное, в некоторое новое состояние равновесия — расчетное. Внешние воздействия, вызвавшие переход, полагаются заданными. Определению подлежат три группы параметров, характеризующих состояние деформируемой системы:

1. Усилия в новом, расчетном состоянии равновесия (или приращения усилий относительно известных усилий исходного состояния).
2. Перемещения узлов деформируемой системы при ее переходе из исходного в новое состояние равновесия (или координаты узлов системы в новом состоянии равновесия).
3. Полные деформации элементов системы в новом состоянии равновесия (или приращения деформаций по отношению к деформациям исходного состояния равновесия).

Соответственно рассматриваются три группы разрешающих уравнений (уравнений деформирования):

1. Уравнения равновесия в новом деформированном состоянии (статические уравнения), устанавливающие зависимость между усилиями, перемещениями и нагрузками. Иногда в уравнения равновесия входят и деформации (или приращения деформаций).
2. Уравнения совместности деформаций и перемещений (геометрические уравнения), устанавливающие зависимость между перемещениями и деформациями.
3. Физические уравнения, определяющие свойства материала элементов сооружения и устанавливающие зависимость между усилиями и деформациями.

Заранее следует отметить, что нелинейные уравнения деформирования имеют при заданном уровне воздействий не всегда единственное и устойчивое решение. В процессе деформирования, вызванного изменением внешних воздействий, нелинейно деформируемая система может совершать хлопки, перескоки через промежуточные неустойчивые состояния равновесия. Математическая модель деформируемой системы в виде системы нелинейных уравнений может иногда зафиксировать неустойчивое промежуточное состояние равновесия в качестве найденного решения. Следовательно,

необходим эффективный аппарат как для поиска фиксированных состояний равновесия нелинейно деформируемых систем, так и для анализа их устойчивости. В данной работе рассматриваются, с точки зрения автора, наиболее перспективные и работоспособные методы и приемы решения поставленных выше проблем.

Физические уравнения нелинейного деформирования, связывающие внутренние силы и деформации, обычно базируются на экспериментальной или идеализированной диаграмме простого растяжения (или сжатия), традиционно представляемой в прямой форме:

$$\sigma = \Phi(\varepsilon). \quad (1)$$

Вид функциональной зависимости (1) для современных компьютеров не имеет принципиального значения. В расчете может быть учтена любая (нелинейная, опытная, разная для сжатия и для растяжения) диаграмма деформирования материала. Ее можно представить даже в табличной форме на сетке с произвольным шагом при произвольном числе узловых точек [9]. Если характер зависимости (1) не изменяется как при нагружении, так и при разгрузке, то материал элемента является упругим. Получение решения даже для нелинейно упругих материалов принципиальных затруднений не вызывает [1, 3]. Для этого в нелинейном алгоритме реализуется простая операция: вычисление значения напряжения (усилия) по заданному значению деформации. Или, при необходимости, обратная операция – вычисление деформации по заданному напряжению (усилию).

Для упруго-пластических материалов характер кривой деформирования (1) зависит от истории нагружения. Развиваются необратимые процессы. Приходится учитывать остаточные деформации и другие явления, связанные с повторно-переменным нагружением, применять специальные приемы алгоритмизации и программирования [2, 9].

Статические и геометрические уравнения произвольной нелинейно деформируемой системы, характеризующие ее переход из некоторого известного деформированного состояния (исходного) в новое деформированное состояние (расчетное), целесообразно представить в приращениях, т. е. относительно вектора V узловых перемещений, вектора U приращений внутренних сил и вектора E изменений деформаций элементов системы. Для расчетных моделей в виде шарнирно-стержневых систем такие уравнения нелинейного деформирования могут быть составлены точно [2, 3]. Для других расчетных моделей: стержневых изгибаемых, пространственных тонкостенных, массивных, - нелинейные статические и геометрические уравнения могут быть составлены только с той или иной степенью приближенности [1, 4, 5, 6]. В любом случае неизвестные деформации и усилия стараются исключить, оставив для дальнейшего рассмотрения только уравнения равновесия как систему нелинейных разрешающих уравнений относительно перемещений [1, 3, 6]. Порой нелинейные уравнения рассматривают чисто символически [1, 2], а дальнейшие преобразования в зависимости от выбранного численного метода решения проводят с их линеаризованными аналогами.

Рассмотрим систему разрешающих нелинейных уравнений деформирования некоторого сооружения, составленную относительно вектора неизвестных перемещений V и содержащую параметр нагружения t , пропорционально которому изменяется нагрузка или иное воздействие:

$$F(V, t) = 0, \quad (2)$$

где F – вектор-функция вектора неизвестных перемещений и параметра продолжения содержит в качестве коэффициентов при неизвестных параметры исходного деформированного состояния, которые можно разделить на геометрические (координаты узлов деформируемой системы в исходном состоянии) и силовые (внутренние силы в элементах системы в исходном деформированном состоянии). В многомерном пространстве переменных (V, t) система нелинейных уравнений (2) определяет некоторую, в общем случае, многоветвевую кривую (траекторию) множества состояний равновесия нелинейно деформируемой системы [1, 2, 3].

Полагая F и V непрерывными функциями параметра t , продифференцируем (2) по этому параметру:

$$J(V) \frac{dV}{dt} + F_t = 0, \quad (3)$$

Где $J(V)$ – матрица Якоби системы (2), полученная дифференцированием (2) по переменным V , т. е. матрица мгновенной жесткости деформируемой системы при текущем значении параметра t ; F_t – вектор частных производных по параметру t вектор-функции $F(V, t)$.

К полученной системе неявных обыкновенных дифференциальных уравнений (3) необходимо присовокупить начальные условия:

$$\text{при } t = t_0, V = V_0,$$

сформулировав тем самым задачу Коши относительно вектора неизвестных функций

$$V = V(t).$$

Для решения задачи Коши можно применить любой численный метод, так как при заданных значениях компонент векторов V и F , систему (3) можно численно разрешить относительно вектора производных как линейную. Применение одношагового метода первого порядка точности (метода Эйлера) лежит в основе известного метода последовательных нагружений и ему подобных. Как показали практические расчеты, достаточно эффективными являются методы типа Рунге-Кутты четвертого и пятого порядков точности, как с фиксированным, так и с автоматическим выбором шага [3]. В существующих проектно-вычислительных комплексах нашли практическое применение и итерационные методы ньютоновского типа решения нелинейных уравнений статического деформирования [4, 5, 6], а также и прямые методы решения дифференциальных уравнений движения [5, 6, 7].

Следует отметить, что уравнения (3) полностью идентичны линеаризованным уравнениям нелинейного деформирования, уравнениям в вариациях [1, 2, 3]:

$$J(V)\Delta V + F\Delta t = 0 \text{ или } J(V)\Delta V = \Delta F, \quad (4)$$

где ΔV — приращение перемещений на одном шаге нагружения деформируемой системы приращением нагрузки ΔF . Матрица мгновенной жесткости $J(V)$ в конечном итоге зависит от внутренних сил текущего состояния равновесия и должна строиться с учетом продольно-поперечного изгиба в деформированных стержнях и с учетом мембранных усилий в деформированных пластинчатых элементах.

Метод дифференцирования по параметру особенно привлекателен с методологической и алгоритмической точек зрения. Не требуется составления непосредственно системы нелинейных уравнений. Только многократно составляется матрица мгновенной жесткости рассчитываемой системы в проходимых состояниях равновесия. Используются ее симметричность и малая заполненность. Применяются эффективные методы решения систем линейных алгебраических уравнений с такими матрицами [3, 4, 6, 8]. Разумеется, все сказанное выполнимо, если матрица мгновенной жесткости не является вырожденной. Но здесь-то и проявляется основное достоинство метода дифференцирования по параметру. Вырожденность или знаковая неопределенность симметричной матрицы мгновенной жесткости служит критерием неустойчивости текущего состояния равновесия. Следовательно, для исследования устойчивости текущего состояния равновесия при непрерывном деформировании рассчитываемой системы не требуется никаких дополнительных затрат. Достаточно только разложить на множители матрицу мгновенной жесткости, если только она составлена для конкретного текущего деформированного состояния равновесия, и установить ее знаковую определенность. Более того, учет внутренних сил исходного и текущих состояний равновесия при составлении матриц мгновенной жесткости дает возможность рассчитывать и системы изменяемого типа: гибкие нити, вантовые сети, мачты на оттяжках. Растянутые гибкие нити, шарнирно-стержневые цепи и сети, хотя и являются геометрически изменяемыми, имеют положительно определенные матрицы мгновенной жесткости, обладают отпорностью, устойчивы и в расчетном отношении ни в чем не отличаются от других типов расчетных схем. К сожалению, не все проектно-вычислительные комплексы используют эту возможность.

Из системы (4) уравнений в вариациях статического деформирования кинето-статическим методом [1] выводятся дифференциальные уравнения малых, линеаризованных колебаний:

$$M \frac{d^2(\Delta V)}{dt^2} + J(V)\Delta V = \Delta F(t) \quad (5)$$

где M — матрица масс;

ΔV — вектор динамических перемещений;

$J(V)$ — матрица мгновенной жесткости некоторого фиксированного состояния равновесия;

$\Delta F(t)$ — вектор динамических нагрузок;

t — время.

Первая задача динамики о малых свободных колебаниях около фиксированного состояния равновесия сводится к обобщенной проблеме собственных значений для пучка матриц:

$$(J - \omega^2 M)\Delta V = 0 \quad (6)$$

где ω — круговая частота собственных колебаний, ΔV — соответствующая собственная форма малых колебаний. Обратный степенной метод решения частичной проблемы собственных значений со сдви-

гами в сочетании с фронтальным методом решения систем линейных алгебраических уравнений высоких порядков позволяет найти любую собственную частоту или группу собственных частот в заданном диапазоне и соответствующие собственные формы при любом распределении масс [3, 4, 5, 6].

Задача динамического расчета на малую вибрационную нагрузку вне резонансных зон сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений относительно амплитуд динамических перемещений:

$$(J - \theta^2 M) \Delta V = \Delta F, \quad (7)$$

где θ – круговая частота вынужденных колебаний.

При расчетах на другие динамические воздействия используется метод разложения по формам собственных колебаний [1, 3]. Для расчета сооружений, деформации которых значительны, и для исследования переходных процессов применяют методы численного интегрирования непосредственно нелинейных дифференциальных уравнений движения, полученных из уравнений статического деформирования (2) введением сил инерции и сил сопротивления движению [4, 5, 6, 7].

Правильное представление о процессах деформирования конструкций и их элементов, понимание методов решения линейных и нелинейных задач прочности, жесткости и устойчивости сооружений независимо от их конструктивных особенностей должно способствовать не только успешному и корректному применению современных мощных проектно-вычислительных комплексов, но и созданию новых и уникальных программных продуктов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дарков А. В., Шапошников Н. Н. Строительная механика. — М.: Высш. шк., 2004. — 580 с.
2. Сидорович Е. М. Анализ множества состояний равновесия при нелинейном деформировании шарнирно-стержневых систем // Механика разрушения композиционных материалов: Сб. научн. тр. - Минск: Изд-во "Редакция журнала "Тыдзень", 1997. - Т. 2. - С. 53 - 69.
3. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем. Минск: БГПА, 1999. — 200 с.
4. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. — Киев: Сталь, 2001. — 597 с.
5. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. — М.: ДМК Пресс, 2001. — 448 с.
6. Рычков С. П. MSC.visualNASTRAN для Windows. — М.: НТ Пресс, 2004. — 552 с.
7. Сидорович Е. М. Прямые численные методы решения нелинейных задач теории сооружений // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. тр. VII Междунар. научн.-методич. семинара. — Брест: БГТУ, 2001. — С. 390 — 393.
8. Мартеньев О. В. Фортран для профессионалов. Математическая библиотека IMSL: Ч. 1. — М.: ДИАЛОГ-МИФИ, 2000. — 448 с.
9. Сидорович Е. М. Расчет сооружений как единых нелинейно деформируемых систем с учетом неконсервативных нагрузок и повторно-переменного деформирования // Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сборник докладов VIII Украинской научно-технической конференции. — Часть 1. — К.: Изд-во «Сталь», 2004. — С. 404 — 413.

УДК 69.059.3

Уласевич В.П., Костюк О.В.

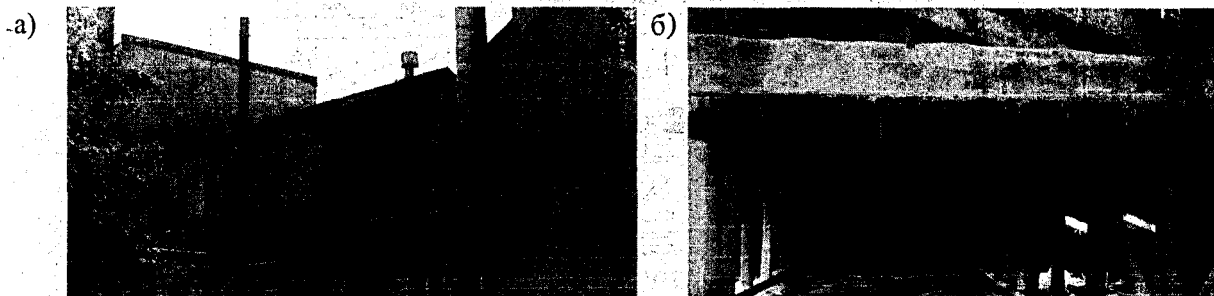
БЛОК ПОКРЫТИЯ С БАЛОЧНО-ВАНТОВОЙ СИСТЕМОЙ УСИЛЕНИЯ ЧЕРДАЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

На предприятиях РБ в условиях снижения промышленного производства, резкого удорожания стоимости и уменьшения объемов капитального строительства главным резервом экономии материальных и трудовых ресурсов в строительстве становится продление сроков службы существующих зданий. Долговечность зданий и сооружений определяется комплексом вопросов, связанных с качеством строительных материалов и конструкций, проектными решениями, строительно-монтажных работ, условиями эксплуатации объектов. Обычно после нормативного срока эксплуатации зданий ставится задача о продлении их срока службы.

Особенно остро проблема продления сроков службы эксплуатируемых зданий стоит на тех предприятиях, основные фонды которых недопустимо изношены. К таким предприятиям в первую

очередь следует отнести те, производственные процессы которых функционируют в зданиях постройки 20-х, ..., 40-х годов прошлого столетия. Их архитектурно-конструктивная особенность: одноэтажные или двухэтажные здания; наружные стены и столбы – из обожженного глиняного сплошнотелого кирпича; междуэтажные перекрытия – железобетонные или сталежелезобетонные; скатная кровля – из черной жести или шифера; чердачные перекрытия по деревянным балкам из брусьев. Чердачные перекрытия чаще всего выполнялись по схеме комбинированной балочной клетки нормального типа с квадратными ячейками $l \times l$ ($l=5-10 м$). Главные балки – металлические, опирающиеся на кирпичные столбы. На главные балки с шагом 90, ..., 110 см опираются деревянные балки из брусьев, поддерживающие щиты наката. В качестве утеплителя применялся чаще всего каменноугольный шлак. В таких зданиях долговечность чердачных перекрытий зависит от исправности кровли. Течь кровли приводит к нарушению температурно-влажностного режима и как следствие, – к разрушению древесины балок.

Именно по такой конструктивной схеме устроены чердачные перекрытия зданий цеха № 1 Гродненского хлебозавода РУПП «Гроднохлебпром», фрагмент фасада которого и кровли (до её реконструкции) представлен на рис. 1.



а) – фрагмент фасада цеха; б) – стропильная система и чердачное перекрытие

Рисунок 1 – Фотофрагменты участка цеха до реконструкции кровли

В процессе обследования объекта были вскрыты многочисленные дефекты и повреждения деревянных балок чердачного перекрытия. Было установлено, что отдельные деревянные балки чердачного перекрытия, из-за нарушения температурно-влажностного режима за время эксплуатации, снизили свою несущую способность до 30%, а кровля и стропильная система пришли в состояние, непригодное к нормальной эксплуатации (рис. 1, б).

Пришедшие в непригодность деревянное чердачное перекрытие и кровлю необходимо было либо полностью заменить новым, либо искать решение, как эффективно усилить перекрытие, а заменить только кровлю. В последнем случае можно было бы не останавливать технологический процесс в цехе.

Было принято решение разработать конструктивную схему несущих конструкций кровли, которая обеспечила бы восприятие эксплуатационных нагрузок от стропил, а также реакций от балочно-вантовой системы (БВС) для усиления деревянных балок чердачного перекрытия. Основное назначение БВС – заменить расчетную схему работы деревянных балок чердачного перекрытия путем подвески их к балке жесткости как элемента БВС.

В результате – существующая однопролетная система деревянных балок перекрытия была заменена на неразрезную двухпролетную, с пролетами, уменьшенными в два раза.

Конструктивно продольные деревянные фермы стропильной системы (Ф-1, Ф-2) со стропилами, а также БВС с деревянными балками чердачного перекрытия объединены в пространственный блок покрытия. Схема участка чердачного перекрытия с элементами пространственного блока покрытия представлена на рис. 2. и рис. 3.

Расчет конструктивной системы покрытия цеха, после сбора нагрузок и составления их расчетных комбинаций по основному сочетанию, выполнялся в три этапа:

Этап 1 – компоновочный. На этом этапе пространственный блок покрытия расчленяется на две плоские системы: продольную, состоящую из деревянных ферм покрытия Ф-1, Ф-2 и поперечную – БВС, опирающуюся на верхние узлы продольных ферм, и нагруженную нагрузкой от части массы чердачного перекрытия, предполагаемой для подвески к БВС. После их расчета подбираются сечения как продольных ферм Ф-1 и Ф-2, так и элементы БВС (балки жесткости, ванты, распорки).

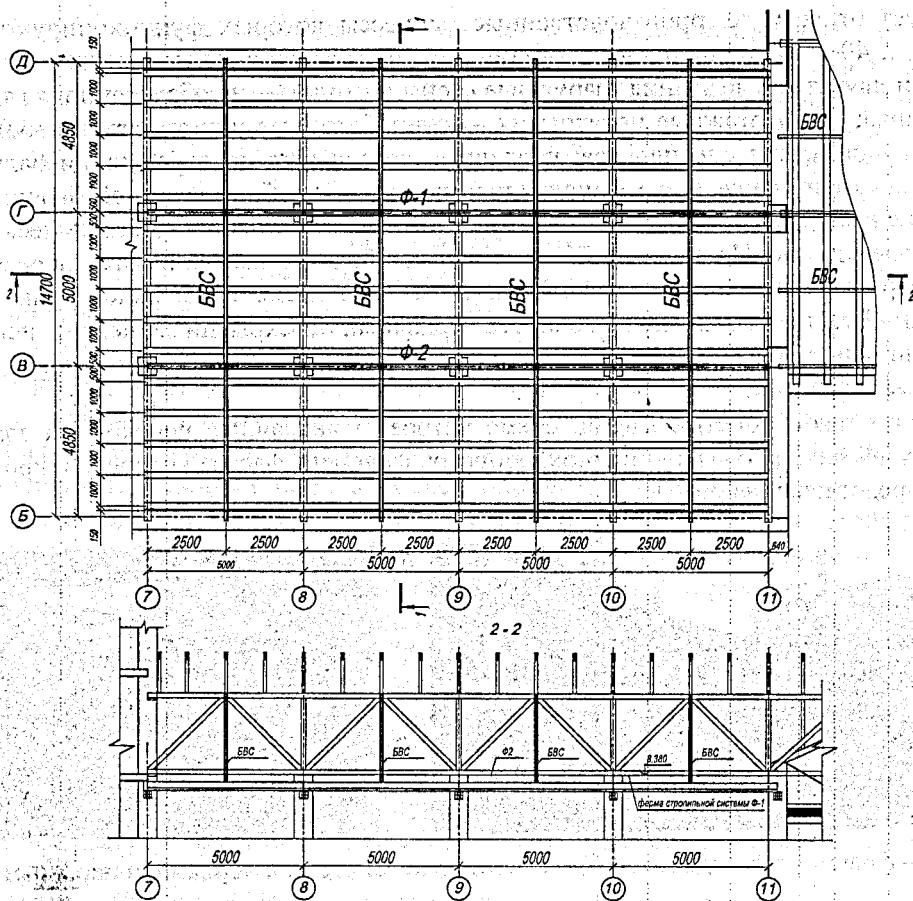
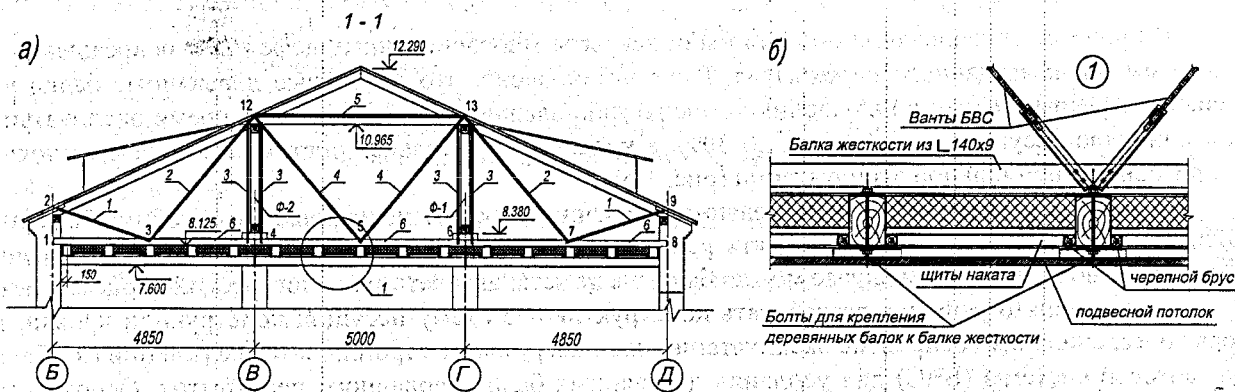


Рисунок 2 – Схема участка перекрытия с продольными фермами Ф-1, Ф-2 и БВС



а) разрез 1-1 с элементами БВС (1-4 – ванты; 5 – распорка; 6 – балки из уг. 140×9);
 б) узел «1» крепления деревянных балок чердачного перекрытия к БВС

Рисунок 3 – Схема монтажа элементов БВС на чердачном перекрытии:

Этап 2 – учет пространственной работы. На этом этапе выполняется линейный расчет пространственного блока покрытия с жесткостями элементов, принятыми по результатам расчета, выполненным в этапе 1. Статический расчет выполнялся по программе *Lira*. Расчетная схема конечно-элементной модели представлена на рис. 4.

Схема эпюр изгибающих моментов от постоянной, длительных и снеговой нагрузок представлена на рис. 5. По результатам расчетов, выполненных на этапе 2, подбирались и уточнялись сечения всех элементов блока покрытия.

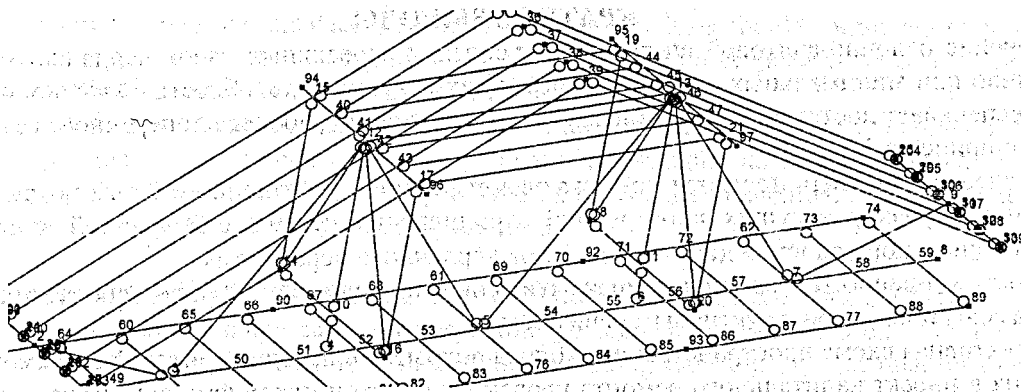


Рисунок 4 – Пространственная конечно-элементная модель блока покрытия в среде *Lira*.

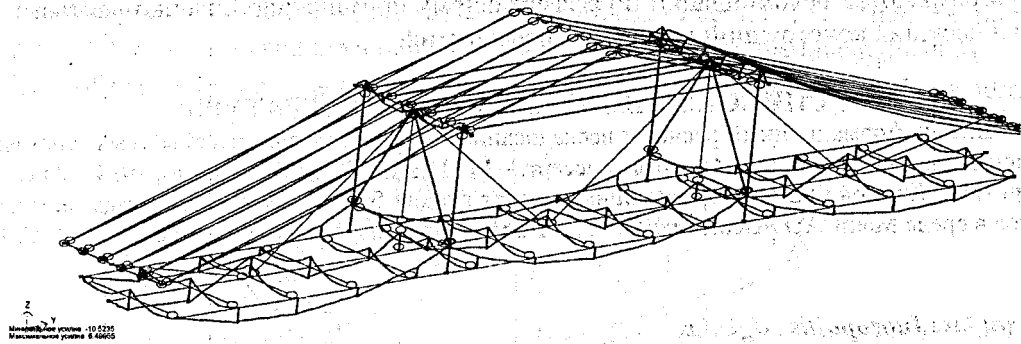


Рисунок 5 – Схема изгибающих моментов в элементах блока покрытия

Этап 3 – расчет по деформированной схеме. Входящая в блок покрытия балочно-вантовая система, принятая для усиления деревянных балок чердачного перекрытия, относится к классу гибких квазиинвариантных систем. По исследованиям [1, 2] такие системы обладают рядом особенностей, главные из которых: повышенная деформативность, вызванная конечными деформациями узлов гибких вант вследствие относительно невысокой их продольной жесткости; необходимость учета деформированной схемы равновесия; необходимость и возможность регулировать внутренние усилия в системе до оптимального их перераспределения путем предварительного натяжения вант. Конструктивно БВС в конечно-элементной модели, представленной на рис 4, опирается на узлы «12» и «13». Балка жесткости представляет собой многопролетные сжато-изогнутые стержни, шарнирно сопряженные между собой и с вантами в узлах «3»–«7», а также опирающиеся на кирпичные стены в узлах «1» и «8» (см. так же рис. 3). Узлы сопряжения балки жесткости с вантами являются упругими опорами, обеспечивающими ее работу по неразрезной схеме. Опорные моменты в узлах сопряжения балки жесткости с вантами хорошо просматриваются на рис. 5. Их величины зависят от величин перемещений узлов, вызванных деформированием вант. Оптимальные величины изгибающих моментов в деревянных балках перекрытия отыскивались регулированием предварительного напряжения в вантах. С учетом вышесказанного статический расчет БВС и поиск оптимальных величин предварительного натяжения вант в ней выполнялся по деформированной схеме равновесия методом КЭ, основные положения которого изложены в [2]. В этом случае при выполнении экспериментальных исследований программа расчета в среде MathCAD исполняла роль нелинейной математической модели. Чердачное перекрытие после монтажа блоков покрытия и установки БВС представлено на рис. 6.

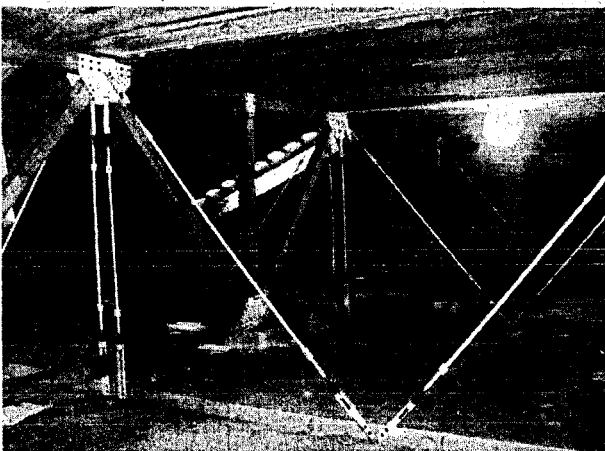


Рисунок 6 – Чердачное перекрытие цеха с балочно-вантовой системой усиления

В этом случае при выполнении экспериментальных исследований программа расчета в среде MathCAD исполняла роль нелинейной математической модели. Чердачное перекрытие после монтажа блоков покрытия и установки БВС представлено на рис. 6.

КРАТКИЕ ВЫВОДЫ

1. Применение балочно-вантовой системы для усиления деревянных балок чердачного перекрытия позволило при минимальных затратах повысить их несущую способность более чем в четыре раза, что обеспечивает достаточную их надежность при снижении рабочего поперечного сечения по высоте и ширине на 35÷40%.
2. Особо следует отметить простоту монтажа элементов пространственного блока покрытия и функциональную увязку несущих конструкций стропильной системы с вписанной в нее балочно-вантовой системой усиления деревянных балок чердачного перекрытия.
3. Стоимость усиленного чердачного перекрытия снижена более чем на 45% в сравнении со стоимостью замены новым конструктивным решением.
4. Конструктивная схема пространственного блока покрытия с балочно-вантовой системой усиления внедрена в проект капитального ремонта кровли цеха. Это позволило получить натурную модель для проведения экспериментальных исследований. Результаты этих исследований будут использованы при разработке рекомендации по эффективному применению балочно-вантовых систем для усиления несущих конструкций чердачных перекрытий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Уласевич В.П. Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих одноплоскостных распорных систем. Автореф. диссерт. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1984. –24 с.
2. Уласевич В.П., Костюк О.В. Деформационный расчет гибких балочно-вантовых систем методом конечных элементов в среде MathCAD //Вестник БГТУ. № 1(25): Строительство и архитектура. – 2004. С. 111-117.

Norkus Arnoldas, Juozapaitis Algirdas

EVALUATION OF SUSPENSION CABLE NONLINEAR DISPLACEMENTS

ABSTRACT

Many complex engineering structures contain specific behavior load bearing members – cables, very effective to resist tensile forces. Specific behavior is described by the small cable resistance capability to bending and compression, which actually approaches to zero. Therefore the cable responses to loading in nonlinear way, adapting to new equilibrium form for each loading increment (change). One can group all nonlinearities met in cable analysis in respect of two aspects: those, caused by straining, and those caused by structure adaptation to new equilibrium form. The displacement components, induced by the second aspect reason, are named as kinematical ones. The investigation is assigned to kinematical displacement evaluation methods. The simplified (standard) displacement evaluation methods, applied currently in engineering practice are not sufficient accurate. The more exact methods in terms of analytical relations to identify cable kinematical displacements of the suspension cable are under consideration. An analysis of kinematical displacements estimated by standard (engineering) and proposed method, including the obtained errors causalities is provided. The possible engineering tools to reduce kinematical displacements and to stabilize suspension cable shape are presented on the basis of proposed displacement evaluation method.

1. INTRODUCTION

Many engineering complex structures, employed to cover large span distances or areas, usually contain cables (cable networks). Bridges, roofing systems of stadiums, masts, other previously and recently erected structures contain the main loading bearing element – flexible cable or system of flexible cables [1-12]. The exceptional peculiarity of the member is the large displacements caused by asymmetric loading [2-4,6,10-11]. The large displacements are conditioned by kinematic displacements, resulted by cable adaptation process to new equilibrium form, induced by complementary loading in terms of asymmetrically distributed and/or concentrated loads. Recently the identification of kinematical displacements is widely investigated [2,4,6,10-12]. But one must note that most researchers applied the simplified engineering methods to identify kinematical displacements in order to calculate the total displacements. The latter methods are based on superposition principle, when splitting the actual loads to symmetric and asymmetric loads. The suspension cables are the elements of dominantly geometrically nonlinear behavior. Thus, one must provide the exact analysis of relation of kinematical displacements versus subjected loading in order to ensure reliable

evaluation of internal forces and displacement fields. Such the analysis should enable not only to fix the application bounds of simplified engineering methods, but also should serve as a good basis to find the effective tools when stabilizing primary form of cable or cable network.

The current investigation is devoted to creation of improved (more accurate vs engineering) method to identify cable kinematic displacements, both for vertical and horizontal its components. The error, resulted from application of engineering methods, analysis is to be provided and eventual engineering tools to stabilize the cable primary equilibrium form are to be presented.

2. SUSPENSION CABLE VERTICAL DISPLACEMENT EVALUATION

The parabola primary shape cable (corresponding to uniformly distributed e.g. of cable self weight loading) is subjected by asymmetrically complementary loading (see Fig.1). The relation of vertical displacement vs complementary loading is under investigation.

The pure kinematic displacements from total ones are separated by absolutely reducing the straining caused (elastic) displacements via taking the cable axial stiffness to be $EA \rightarrow \infty$. Then the elastic displacements are equal to zero ($\omega_{el} = 0$) and the total displacements coincide with the kinematic ones.

The shape of the cable, subjected to the uniformly distributed load q , satisfies the quadratic parabola law:

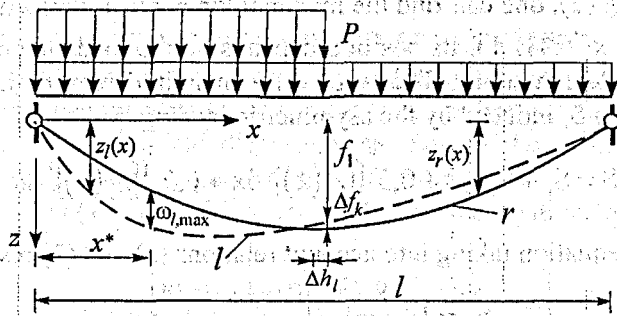


Figure 1 – Deformed shape of cable, subjected by complementary asymmetric loading

$$z(x) = f_0 \left[\left(\frac{4x}{l} \right) - \left(\frac{4x^2}{l^2} \right) \right], \tag{1}$$

where f_0 is the cable sag.

The cable, subjected to asymmetric load p , changes its primary shape (see dashed line in Fig. 1). Divide the cable to the part (left), subjected by asymmetric loading p , and the part free of loading. Then the axial cable curvature equations for left and right parts are as follow:

$$z_l(x) = f_1 \left[\left(\frac{4x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right) + \frac{\gamma}{2} \left(\frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right) \right] / \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right), \tag{2}$$

for $x \leq l/2$, and

$$z_r(x) = f_1 \left[\left(\frac{4x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right) + \frac{\gamma}{2} \left(\frac{2x}{l} - 2 \right) \right] / \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right), \tag{3}$$

for $l/2 \leq x \leq l$

The above formulae contain the following values:

$\gamma = p/q$ is the ratio of symmetrical and symmetrical loads intensities; $f_1 = f_0 \pm \Delta f_k$ is the vertical displacement of loaded cable at middle span $x = l/2$; Δf_k is the kinematical vertical displacement of loaded cable at middle span $x = l/2$.

The maximal deflection $z(x) = z_{max}(x^*)$ one can find only after when its coordinate $x = x^*$ (see Fig.1.) is fixed. The required coordinate is obtained by equating the cable left part expression (2) first derivative to zero. After some transformations one can find

$$x^* = \frac{1}{4} \cdot \frac{(2 + 3\gamma/2)}{(1 + \gamma)} \quad (4)$$

One must note, that the maximal deflection $z(x) = z_{\max}(x^*)$ location point depends on ratio γ , and its magnitude is in direct proportionality to maximal middle span deflection f_1 . When γ varies from 1 to 10, the coordinate x^* changes insignificantly, varying in bounds $x^* = 0.4371 \div 0.3861$. Thus, one can find, that the maximal cable deflection position $z_{\max}(x^*)$ deviation is small enough from the cable middle span.

Engineering design process requires to check the stiffness requirements in terms of displacement limitations. Therefore one must possess the relations of vertical kinematical displacements. The latter can be calculated by

$$\omega_1(x) = z_{11}(x) - z_{10}(x). \quad (5)$$

The maximal kinematical vertical displacement $\omega_1(x) = \omega_{1,\max}(x^{**})$ can be obtained, having fixed its position

$$x^{**} = \frac{1}{4} \frac{[f_0\gamma/2 + \Delta f_k(2 + 3\gamma/2)]}{[f_0\gamma/2 + \Delta f_k(1 + \gamma)]} \quad (6)$$

Analyzing the equation (6), one can find the maximal kinematical deflection point to be outside of the first cable span quarter ($0 \leq x^{**} \leq 1/4$). Its position depends on the loads intensities ratio γ and the middle span kinematical deflection Δf_k magnitude. The latter value magnitude can be identified, having determined the suspension cable extension S , induced by the asymmetric loading p :

$$S = S_l + S_r \cong 1 + 0,5 \int_0^{1/2} [z'_l(x)]^2 dx + 0,5 \int_{1/2}^1 [z'_r(x)]^2 dx. \quad (7)$$

Solution of the above equation taking into account relations (2) and (3) results

$$S_l = 1 + \frac{8 f_1^2}{3} \frac{[1 + \gamma + \gamma^2/4]}{[1 + \gamma + 5\gamma^2/16]}. \quad (8)$$

By employing the S_l expression, one can obtain the equation for middle span deflection Δf_k :

$$\Delta f_k = f_0(\sqrt{\psi} - 1), \quad (9)$$

where parameter ψ is obtained by

$$\psi = \frac{1 + \gamma + \gamma^2/4}{1 + \gamma + 5\gamma^2/16}. \quad (10)$$

The analysis of the relation (10), shows that the $\psi < 1.0$ results the negative Δf_k magnitude. Thus, the middle span point of cable, subjected by asymmetric loading, is lifted up, proportionally to the ratio γ . For instance, when $\gamma = 0.5$, $\Delta f_k = -0.005 f_0$; when $\gamma = 2$, $\Delta f_k = -0.03 f_0$; when $\gamma = 3$, $\Delta f_k = -0.042 f_0$.

The vertical kinematical displacements of the loaded cable part are determined by

$$\omega_1(x) = f_0 \left[\left(\frac{4x}{1} - \frac{4x^2}{1^2} \right) \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) + \frac{\gamma}{2\xi} \left(\frac{6x}{1} - \frac{6x^2}{1^2} \right) \right], \quad (11)$$

$$\xi = \sqrt{1 + \gamma + 5\gamma^2/16}. \quad (12)$$

The formula (11) is convenient for application as kinematical displacements are expressed only via cable primary maximal coordinate f_0 and ratio γ . It is obvious that at point $x = 1/2$ kinematical vertical displacement is $\omega_1(x) = \Delta f_k$.

Transforming equation (6) one can obtain:

$$x^{**} = \frac{1}{4} \frac{(2 + 3\gamma/2 - 2\xi)}{(1 + \gamma - \xi)}. \quad (13)$$

The formula (13) is simpler than formula (6), as maximal vertical displacement relation $\omega_1(x) = \omega_{1,\max}(x^{**})$, excludes the cable middle span deflection Δf_k item. Analyzing the expression (13), one can find the maximal kinematical displacement location point of the loaded left part will be always in-

side of the first cable span quarter, i.e. $x^{**} < 1/4$, versus as is adopted by engineering method authors [2,6,7,10,11,13]. Furthermore, this displacement location point always will be back away from the left support by the distance, being less than $1/4$. This distance decreases by increasing the ratio γ . When the ratio of asymmetric and symmetric loads intensities $\gamma = 1$, $x^{**} = 0,9571/4$; when $\gamma = 2$, $x^{**} = 0,9341/4$; and when $\gamma = 3$, $x^{**} = 0,9211/4$.

Aiming to obtain the maximal kinematical displacements of the cable left part, loaded to asymmetrical load p , provide transformations of relation (11), taking into account relation (13). After certain transformations it reads:

$$\omega_{1,\max} = f_0 \left[(2u - u^2) \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) + \frac{\gamma}{2\xi} (3u - 2u^2) \right], \quad (14)$$

$$u = \frac{1 - \xi + 3\gamma/4}{1 - \xi + \gamma}. \quad (15)$$

The expression (14) is more convenient as it does not require to identify the maximal kinematical displacement position, defined by formula (13).

3. SUSPENSION CABLE HORIZONTAL DISPLACEMENT EVALUATION

Horizontal kinematic displacement is the component of the total kinematic displacement. The horizontal kinematic displacement, induced by complementary loading are directed to the loaded part of the cable.

Analyzing the horizontal kinematical displacements. Divide the cable to the left part, loaded by asymmetrically distributed load p , and the right part, free of loading.

Combining the expressions (1), (2) and (7), one can derive the relation for the left part horizontal middle span displacement:

$$\Delta h_l = \frac{4}{3l} \left[f_1^2 \frac{(1 + 5\gamma/4 + 7\gamma^2/16)}{(1 + \gamma/2)^2} - f_0^2 \right]. \quad (16)$$

Analyzing the formula (16), one can find the horizontal kinematical displacement to be in direct proportion on the loads intensities ratio γ and the cable sag f_0 . The horizontal kinematical displacements are of the same order as the vertical displacement magnitude in the middle span Δf_k .

The left cable part horizontal kinematical displacement is determined by the relation:

$$\Delta h_r = \Delta S_{kl} = \frac{4}{3r} \left[f_1^2 \frac{(1 + 3\gamma/4 + 3\gamma^2/16)}{(1 + \gamma/2)^2} - f_0^2 \right]. \quad (17)$$

One must note that kinematical horizontal displacements are absolutely identical magnitudes, i.e. $\Delta h_l = \Delta h_r$.

The horizontal displacements of the other cable points can be determined analogously, having compared the cable lengths before loading and after loading by asymmetric loading.

Analyzing expressions of vertical and horizontal kinematical expressions, one can find them to be related ones. Thus, aiming to reduce vertical displacements, one must constrain the cable ability to deform horizontally. When constraining the cable horizontal displacements via the horizontal link, introduced in the middle span, the magnitudes of vertical displacements approach to zero. This constructional tool (realized e.g. by connecting the cable with stiffness beam) is applied in suspension cable bridges in order to stabilize its primary equilibrium form [7]. The analogous constructional decisions are applied for various suspension cable and complex structures [2,5,13].

3. NUMERICAL SIMULATIONS

To illustrate the proposed method of kinematical displacement evaluation and to provide error, obtained when applying the approximate engineering methods, the numerical simulations are provided.

The 100 meters span flexible suspension cable was subjected by symmetrically and asymmetrically distributed loads q and p , respectively (see Fig. 1). The displacement analysis is provided in respect of the sag f_0 and the ratio of symmetric and asymmetric loads intensities γ variations.

Analyzing vertical kinematical displacements, Numerical simulation cleared that the sag f_0 magnitude has direct influence to the cable vertical and horizontal displacements (increments of sag cause adequate increments of kinematic displacement components).

Taking the ratio $\gamma = 1$ and the primary coordinate to be $f_0 = 1/10 = 10\text{m}$, the induced vertical kinematical displacement is $\omega_{1,\max} = 0,721\text{m}$. The vertical displacement of the cable, loaded under conditions $\gamma = 1$ and $f_0 = 1/5 = 20\text{m}$, doubled the displacement, comparing with the previous magnitude, and was $\omega_{1,\max} = 1,442\text{m}$. One can conclude, that aiming to reduce kinematical displacements magnitudes under the constant loads intensities ratio γ , one must reduce the primary maximal coordinate f_0 . The performed numerical experiment cleared that kinematical displacement values of loaded (left) part of the cable in absolute magnitudes of are less when compared with the remaining (right) part of the cable. This, looking to be paradoxical result is conditioned by the negative magnitude of the middle span displacement Δf_k . The analogous distribution of kinematical displacements was analyzed briefly in investigation [13]. The middle span kinematical displacement Δf_k also increases when one increases the γ magnitude. One obtained, that varying $\gamma = 2 \div 5$ for constant $f = 1/10 = 10\text{m}$, the Δf_k varied respectively in the bounds $-0,136\text{m} \div 0,769\text{m}$. For constant $f = 1/5 = 20\text{m}$ and variable $\gamma = 1 \div 10$, the middle span vertical kinematical displacement magnitudes varied by $-0,272\text{m} \div -1,538\text{m}$.

The relation analysis of the ratio γ versus maximal vertical kinematical displacement $\omega_{1,\max}$ shows it to be the nonlinear one. Varying γ by $1 \div 10$ (in case of $f = 1/5 = 20\text{m}$), the vertical displacement increments asymptotically reduce (see the Table). The latter result means that the suspension cable is sensitive to asymmetric loading per loading history. Analyzing the loading history in respect of the analogous increments of γ . In previous stages of loading the cable responded by the relatively larger vertical displacements, but the further increments of γ resulted to the respectively smaller displacement magnitudes.

Having performed numerical simulations, it was found, that engineering design methods, based on superposition principle, lead to the errors when estimating magnitudes of vertical displacements. The errors do not depend on primary maximal coordinate magnitudes, but are sensitive to the ratio γ magnitude. When $\gamma = 1$, the error approximately equals 15,5%, when $\gamma = 5$, the error is 42%, and when $\gamma = 10$, the error is 52% (see Fig.2).

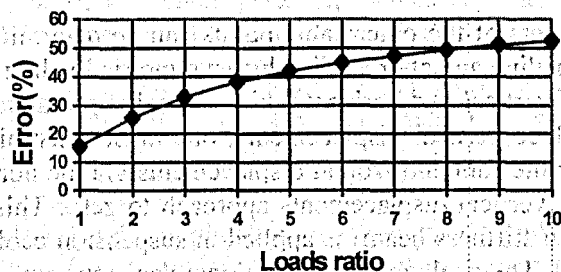


Figure 2 – Vertical kinematic displacement vs γ

It is obvious, that aiming to estimate suspension cable kinematical and, in general, total displacements more accurately, one can apply the engineering methods only in case when $\gamma \leq 1$ [2,6,10,11]. It is proved, that varying x^{**} , the maximal kinematical displacement magnitude $\omega_{1,\max}$ variation is small. Assuming the maximal vertical displacement to be approximately $x^{**} = 1/4$, the kinematical displacements, calculated by (11) and (12), result insignificant errors up to 2% for whole γ variation range under investigation.

4. CONCLUSIONS

1. The performed numerical simulations applying the proposed analytical method resulted the following conclusions:
2. The loaded cable part vertical displacements are less the ones of unloaded part (in absolute magnitudes);
3. An increase of the loads intensities ratio γ results the nonlinear increase (reduce) of the maximal vertical kinematical displacement $\omega_{l,max}$.

Table 1 – Vertical maximal kinematic displacements

Loads ratio γ	Displacements by expression (14) $\omega_{l,max}$ in m	Displacements by engineering methods $\omega_{l,max}$ in m
1	2	3
1	1.442	1.766
2	1.998	2.500
3	2.258	3.000
4	2.416	3.334
5	2.518	3.572
6	2.588	3.750
7	2.640	3.888
8	2.680	4.000
9	2.710	4.090
10	2.736	4.166

4. Vertical kinematic displacement handling possibilities can be realized via the following means: a reduction of the cable sag; an increase of the symmetric load magnitude; by introducing artificial constraints of the cable to restrict cable horizontal displacements.
5. The provided numerical simulations cleared that the error, obtained when calculating kinematical displacements by engineering methods, in case of $\gamma > 1$ out measures 16%. Thus, the engineering methods of displacement evaluation application is restricted for loading cases, when $\gamma \leq 1$.

REFERENCES

1. Szabo, L.Kolar, M.Pavlovic. Structural Design of Cable-Suspended Roofs. Budapest: Akademia Kiado, 1984. 243 p.
2. Moskalev N.S. Suspension re-covering structures. M: Stroiizdat, 1981. 127 p. (in Russian).
3. Moskalev N. S., Popova R.A. Steel Structures of Light- Weight Buildigs. Moskva: ACB, 2003. 216 p. (in Russian).
4. Kirsanov N. M. Suspension structures, M: Stroiizdat 1981. 158 p. (in Russian).
5. Kirsanov N.M. Suspension structures for industrial buildings. M: Stroiizdat, 1990. 127 p. (in Russian).
6. Belenia N.N. Steel Structures. Special course. M: Stroiizdat, 1990. 687 p. (in Russian).
7. Gimsing N: J. Cable Suported Bridges – Concept and Design. Second edition. John Wiley & Sons, Chichester, 1997. 470 p.
8. R. Walter. Cable Stayed Bridges. Tomas Telford, London, 1988. 198 p.
9. Manual of Bridges:engineering. Edited by M.J. Ryall, G.A.R. Parke and J.E. Harding. Tomas Telford. 2000. 1007 p.
10. Irvine H. M. Behaviour of Cables. Constructional Steel Design, London and New York, 1992. Pp. 277- 306.
11. Recommendations for suspension structures design. Moskva: CNIISK. 1973. 175 p. (in Russian).
12. Steel structures. Design Guide. Editor Melnikov N.P. M: Stroiizdat, 1980. 776 p. (in Russian).
13. Katchurin V.K. Static Design of Cable Structures. Leningrad.: Stroiizdat, 1969. 139 p. (in Russian).
14. A. Jennings. Deflection theory analysis of different cable profiles for suspension bridges. Eng. Structures, 1987, Vol. 9. Pp. 84-94.
15. J.T. Katsikadelis, N.A. Apostolopoulos. Finite analysis of cables by the analog equation method. Steel Structures – Eurosteel'95, Rotterdam, Balkema, 1995. Pp. 355- 360.
16. R. Karoumi. Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges. Computers and Structures 71, 1999. Pp. 397-412.
17. Hiroshi Tanaka. Aeroelastic Stability of Suspension Bridges during Erection. Structures Engineering International. 1998, Volume 8, Number 2. Pp.118- 123.

MODELOWANIE PODPARCIA I POMIAR REAKCJI PODPOROWYCH W BADANIACH PŁYT ŻELBETOWYCH

W pracy przedstawione zostały niektóre metody modelowania podparcia płyt stosowane w badaniach doświadczalnych. Zaprezentowana została koncepcja „punktowego” modelowania podparcia polegająca na wykonywaniu podparcia ciągłego za pomocą podpór punktowych. Koncepcja została zweryfikowana w badaniach doświadczalnych. Do modelowania została użyta specjalnie zaprojektowana aparatura: element podporowy mierzący wartość reakcji pracujący jako czujnik elektrooporowy oraz wielkanałowy zestaw pomiarowy. Przedstawiona koncepcja modelowania podparcia może być stosowana w badaniach płyt o ciągłym podparciu lub lokalnym.

1. WPROWADZENIE

W badaniach doświadczalnych płyt i innych elementów konstrukcyjnych stosuje się różne podparcia konstruując je tak, by imitowały w sposób jak najdoskonalszy rzeczywiste podparcie konstrukcji inżynierskiej. Istotne są tu takie cechy podparcia jak: charakter lokalny lub ciągły, sposób zamocowania w nim elementu oraz podatność na odkształcenia.

J. Szczygieł i Z. Kozaków [1] opisują badania modelowe płyty ciągłej wiaduktu, w których podpory słupowe zamodelowano w postaci wahaczy. W płytach prostokątnych badanych przez M. Kwiecińskiego [2] zastosowano podparcie narożne na klockach o niewielkich wymiarach. Podporę przegubową ciągłą modeluje się najczęściej przy użyciu pręta stalowego ułożonego w linii podparcia [3,4]. Pozostawienie swobody przemieszczenia pręta (przesuwu na skutek obrotu) pod wpływem odkształcenia płyty pozwala traktować ją jako przesuwną. W badaniach opisywanych przez E. Absi i A.M. Brandta [5] ciągłość podpory traktowanej jako przegubowa przesuwna uzyskano za pomocą podparcia na przewodach plastikowych wypełnionych zaprawą twardniejącą dopiero po ułożeniu płyty. By uzyskać przesuw na podporze, J. Mucha [6] zastosował układ łożysk. W badaniach R. Lenschowa i M.A. Sozena [7] obrót w podporze i swobodę przesuwu uzyskano za pomocą układu wahaczy przymocowanych przegubowo do ceowników przylegających środkiem do płyty na długości podparcia. Podobne rozwiązania były zastosowane w badaniach Silverja cytowanych w [7].

Podparcie z utwierdzeniem można uzyskać wykonując płytę z belkami brzegowymi. J. Mucha [6] zamodelował podparcie z utwierdzeniem na całym obwodzie umieszczając po obu stronach płyty wzdłuż jej brzegów sztywne ramy stalowe o profilu zamkniętym, spięte śrubami. Inne rozwiązanie przedstawili J. Szkwarek i W. Ścibak [8] stosując w paśmie brzegowym płyty poza linią podparcia przegubowego kombinację obciążenia liniowego i równomiernie rozłożonego. Zadaniem tego obciążenia było wywołanie efektu jak przy utwierdzeniu przez utrzymywanie wzdłuż brzegów podpartych zerowego kąta nachylenia płaszczyzny stycznej do powierzchni odkształconej.

Modelując podporę utwierdzoną trzeba mieć na uwadze, że pełne utwierdzenie praktycznie nie jest możliwe. Tak samo jest zresztą w warunkach konstrukcji rzeczywistej. Istotne jest, by stopień utwierdzenia w modelu podpory był zbliżony do stopnia utwierdzenia w podporze rzeczywistej. Także w przypadku innych podpór należy zwrócić uwagę na ich odkształcalność ponieważ jak wiadomo, odkształcalność podparcia wpływa na rozkład sił wewnętrznych przynajmniej w najbliższym jego otoczeniu.

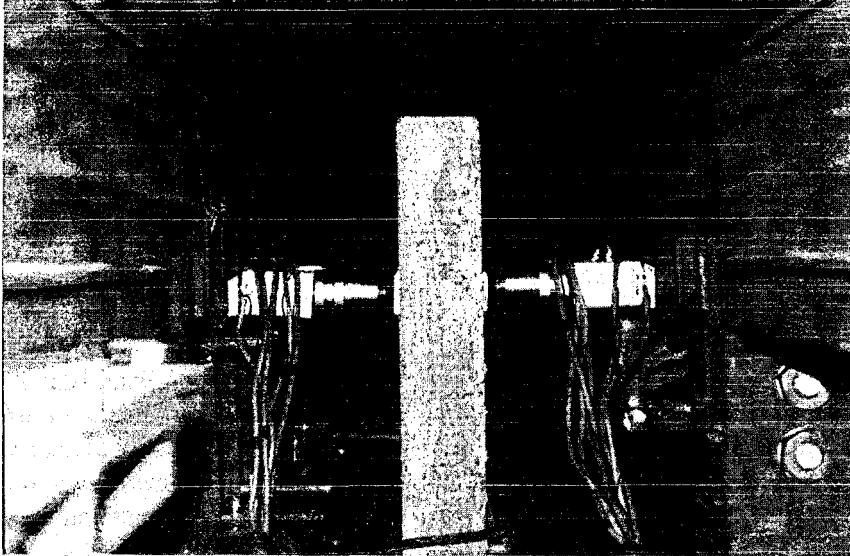
Stosunkowo rzadko prowadzi się bezpośrednie pomiary reakcji podporowych. Jednym z rozwiązań jest pomiar odkształceń podpory, z którego dopiero oblicza się wielkości reakcji. Tą metodę zastosowano w badaniach [1] płyt podpartych na wahaczach. Innym rozwiązaniem jest wykonanie podparcia z mierników siły, jak na przykład w badaniach belek wykonanych w Politechnice Świętokrzyskiej w Kielcach. Metoda może być z powodzeniem stosowana w badaniach płyt. W dalszej części zostanie przedstawiony sposób modelowania podparcia płyt umożliwiający pomiar reakcji. Sposób ten został zweryfikowany w badaniach.

2. MODELOWANIE PODPÓR

We wspomnianych badaniach zaplanowane było zbadanie kilku płyt prostokątnych i równoległobocznych podpartych na dwóch krótszych krawędziach: na jednej przegubowo przesuwnie, a na drugiej z utwierdzeniem bez przesuwu. Badane płyty pokazane są na rys. 1. Skonstruowanie podpór

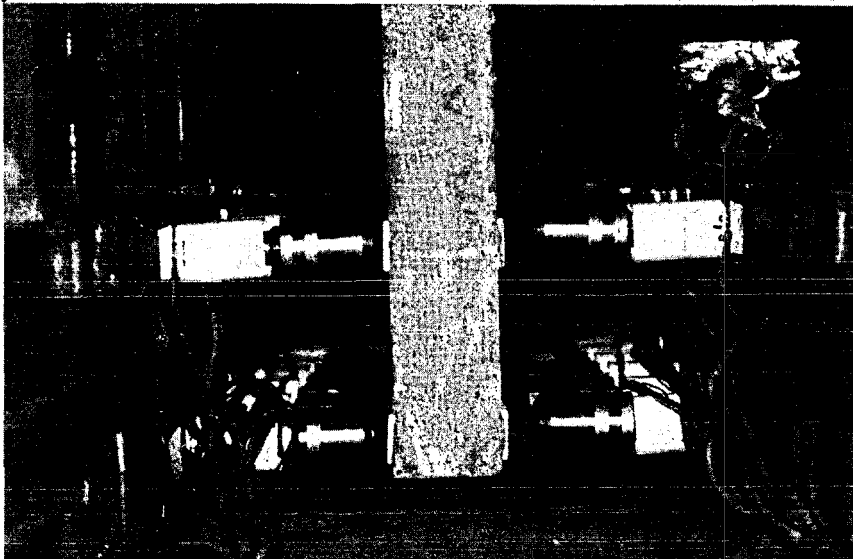
ciągłych, w których pomiar reakcji odbywałby się na całej ich długości jest z pewnością możliwe, choć skomplikowane technicznie i technologicznie. Ze względu na konieczność zgromadzenia dużej ilości urządzeń pomiarowych może być niewykonalnie finansowo, a na pewno drogie.

Płytę żelbetową traktuje się w obliczeniach jako element płaski, a działające w niej naprężenia odnosi się do jej płaszczyzny środkowej w postaci wypadkowych. Każda tak zwana siła skupiona przyłożona do powierzchni płyty oddziałuje na powierzchnię środkową na znacznie większym obszarze niż obszar bezpośredniego docisku. W takim kontekście podparcie ciągłe można modelować za pomocą podpór punktowych, dobierając odpowiednio ich rozstaw. Inaczej mówiąc, można dokonać dyskretyzacji podparcia.



Fot. 1

W podparciu przegubowym badanych płyt (fot. 1) zastosowano jeden rząd podpór punktowych, a w podparciu z utwierdzeniem (fot. 2) dwa rzędy. Podpory umieszczone były po obu stronach płyty z trzech powodów. Pierwszy to konieczność dokładnego ustawienia płyty w stanowisku. Drugi to zapobieganie zmianie schematu statycznego w wyniku odrywania się płyty od niektórych podpór, szczególnie przy dużym obciążeniu (na skutek odkształcalności podpór, stanowiska i płyty), a trzeci to niejednakowe zwroty reakcji na długości podparcia, w dodatku mogące się zmieniać na skutek redystrybucji sił wewnętrznych w płycie. Fot. 1 i 2 były wykonane na etapie montażu stanowiska badawczego, dlatego nie wszystkie podpory przylegają do płyty.

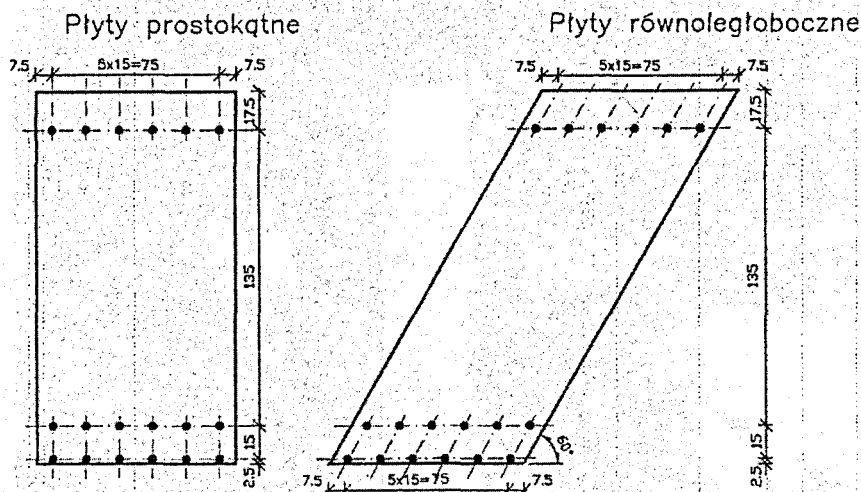


Fot. 2

Pionowe ustawienie płyty nie było konieczne do wykonania pomiaru reakcji. Wynikało z programu badań przewidującego wykonanie innych pomiarów: szerokości rozwarcia rys

i odkształceń powierzchniowych. Dało jednak w wypadku tych badań pewną korzyść, to jest zapewniło brak przesuwu w podporze dolnej przez oparcie płyty na sztywnych elementach stanowiska. Widoczne na zdjęciach płytki stalowe naklejone na powierzchni płyty w miejscach podparcia zapobiegały uszkodzeniu powierzchni podpór punktowych wykorzystywanych wielokrotnie i lokalnemu zmiażdżeniu betonu na skutek docisku. Przesuw w podporze górnej przegubowej został zrealizowany, choć ze względu na konieczność wstępnego wywołania siły w podporach (w celu ustabilizowania płyty), w ograniczonym stopniu. By zmniejszyć siły tarcia, powierzchnie styku zostały pokryte smarem. O przesuwanie się płyty w podparciu i jego kierunku świadczyły ślady pozostawione przez podpory punktowe na stalowych płytkach.

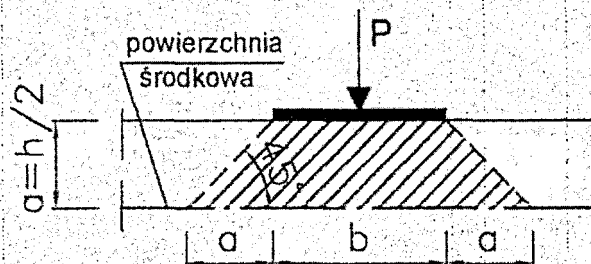
Rozmieszczenie punktów podporowych



Rys. 1

Punkty podporowe będące jednocześnie punktami pomiaru reakcji można rozmieszczać prawie dowolnie, ponieważ jedynymi ograniczeniami są wymiary poprzeczne elementu podporowego i jego nośność. Na rys. 1 pokazane jest rozmieszczenie podpór punktowych wzdłuż brzegów płyty w zrealizowanych badaniach doświadczalnych płyt. Płyty miały grubość 8 cm. Zmniejszając odległość między punktami podparcia zbliża się teoretyczne warunki podparcia do rzeczywistych i zwiększa się dokładność badania rozkładu reakcji.

Strefę oddziaływania siły skupionej na powierzchnię środkową można wyznaczyć według schematu jak na rys. 2. Przy założeniu, że punkty podporowe będą rozmieszczone równomiernie, odległość pomiędzy nimi zależy od grubości płyty ($h = 2a$) i od szerokości stalowej przekładki (b). Minimalna odległość między punktami podparcia dająca na powierzchni środkowej ciągły rozkład naprężeń jest równa sumie połowy grubości płyty i szerokości przekładki.



Rys. 2

Należy mieć na uwadze, że grubość przekładki przyklejonej do powierzchni płyty w miejscach podparcia powinna być dostatecznie gruba, by można było pominąć jej odkształcalność.

3. PODPORY PUNKTOWE

Podpory punktowe widoczne na obu fotografiach zostały wykonane ze stali o wysokiej wytrzymałości. Konstrukcja czujników pozwala na regulowanie ich długości. Jest to istotne w przypadku badania płyt o różnych grubościach lub o grubości zmiennej wzdłuż obwodu. Eliminuje też konieczność niwelowania różnic pomiędzy planowaną a rzeczywistą grubością, na przykład nadlewając

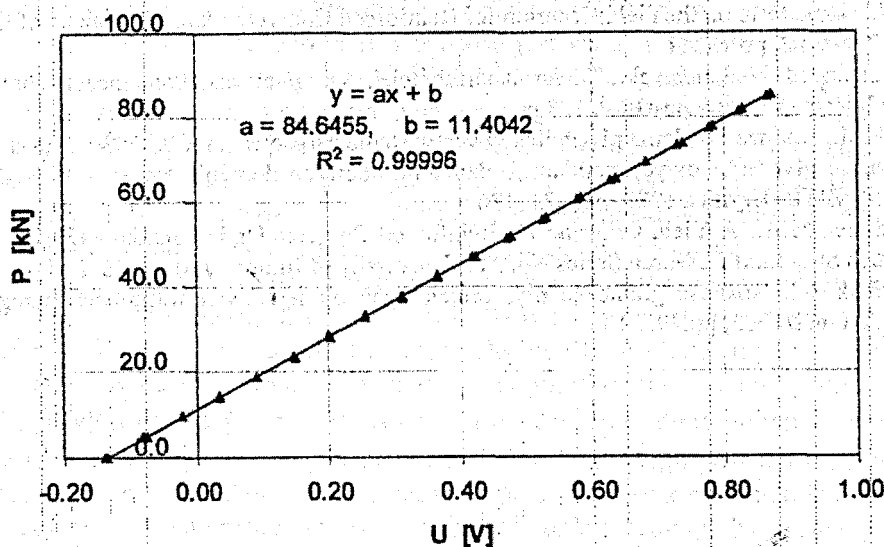
warstwę zaprawy. Innym powodem zastosowania takiej konstrukcji czujnika była możliwość wprowadzenia przez jego wydłużenie niewielkich sił wstępnych (o kontrolowanych wartościach) w celu ustabilizowania płyty w stanowisku badawczym.

Do prawidłowego i bezpiecznego przeprowadzenia badań konieczne jest stabilne zamocowanie podpór do stanowiska. Mocowanie w prowadnicach jak na fotografiach sprawdziło się. Ponadto pozwala ono na dowolne i łatwe regulowanie ich zagęszczenia oraz szybki montaż i demontaż podpór, co sprzyja ich trwałości.

Podpory zostały zaprojektowane i wykonane specjalnie do wspomnianych badań, we współpracy pomiędzy Wydziałami Budownictwa Politechniki Częstochowskiej i Politechniki Świętokrzyskiej. Projekt techniczny podpór został wykonany na podstawie obliczeń numerycznych przewidywanych wielkości reakcji, przy założeniu, że zakres pomiarowy musi być wyższy od maksymalnej przewidywanej siły o 35%. Są one czujnikami pomiaru reakcji. Pracują na zasadzie tensometrii oporowej z kompensacją temperatury. Kompensacja jest w takich badaniach konieczna, ponieważ w typowych pomieszczeniach do badań elementów konstrukcji nie jest utrzymywana stała temperatura pomiaru. Ulega ona zmianom na przykład na skutek zmiany nasłonecznienia albo umieszczenia oświetlenia zbyt blisko czujników. Wszystkie czujniki zostały wykonane identycznie, i z tych samych materiałów. Zgodnie z zasadami budowy czujników użyto przewodów ekranowanych, by uniknąć błędów przypadkowych pomiaru z powodu wzajemnego oddziaływania na sąsiednie przewody pola elektromagnetycznego powstającego wokół nieekranowanego przewodu. Fragment korpusów, na którym naklejone były tensometry elektrooporowe został zabezpieczony przed przypadkowym uszkodzeniem.

Każdy z czujników został poddany procedurze testowania, której celem było sprawdzenie prawidłowości wykonania, powtarzalności pomiaru i opracowanie indywidualnej charakterystyki czujnika. Wzorcowanie zostało przeprowadzone przy użyciu maszyny wytrzymałościowej typu INSTRON sterowanej elektronicznie. Zmiany napięcia prądu płynącego w czujnikach rejestrowała aparatura wykorzystana później w badaniach. Podczas badań i wzorcowania, cały układ pomiarowy był połączony identycznie. W ten sposób błędy pomiarowe przyrządów nie zostały w trakcie badań powiększone o błędy dodatkowe wynikające z różnic pomiędzy charakterystykami poszczególnych kanałów pomiarowych. Charakterystyki napięcie – siła ($U - P$) zostały wyznaczone na podstawie pomiarów z trzykrotnego obciążenia i odciążenia danego czujnika, a wyniki zostały przeanalizowane metodami statystycznymi. Kształt i współczynniki krzywych zależności $U - P$ dla pomiarów składowych oraz krzywej ostatecznej były dobierane metodą najmniejszych kwadratów. Zbiory pomiarów składowych jak i zbiór łączny wykazywały dużą zgodność i liniowość, dlatego możliwe było przyjęcie ostatecznej krzywej zależności $U - P$ w postaci funkcji liniowej, wspólnej dla obciążenia i odciążenia. Współczynniki korelacji R^2 były dla każdego czujnika bliskie jedności. Na rys. 3 pokazana jest charakterystyka jednego z kilkudziesięciu czujników użytych w badaniach.

Zależność $U - P$ dla czujnika nr 11



Rys. 3

4. POMIAR REAKCJI

Pomiar reakcji oraz pomiary do celów wzorcowania były prowadzone za pomocą wielokanałowego zestawu pomiarowego z przetwornikiem analogowo – cyfrowym o dużej rozdzielczości i komputera. Zestaw jest dostosowany do pomiaru zmiany napięcia maksymalnie w 256 czujnikach, czyli w 128 punktach podporowych. Każdy czujnik był podczas badań podłączany do osobnego kanału. Pomiary wykonywane były kolejno we wszystkich kanałach pomiarowych w odstępie czasu na tyle małym, że pomiar można było uznać za jednoczesny.

Pomiary reakcji odbywały się podczas badań przez cały proces obciążania i odciążania płyty. Były wykonywane skokowo przy założeniu małych przyrostów obciążenia w stosunku do maksymalnego obciążenia założonego w danym cyklu. Pomiar odbywał się po upływie 1 minuty od chwili uzyskaniażądanego obciążenia, by nastąpiła stabilizacja rozkładu naprężeń w płycie oraz reakcji czujników. Na podstawie kontroli wartości obciążenia płyty oraz sumy i rozkładu reakcji podporowych, stwierdzono przy każdym obciążeniu stan pozornego niezrównoważenia układu: reakcje podporowe nie równoważyły obciążenia. Kwestia ta jest tematem innego referatu. Na podstawie analizy statystycznej stwierdzono, że stopień tego niezrównoważenia odpowiada dokładności aparatury pomiarowej. Można zatem uznać, że podczas badań nie ujawniły się żadne istotne wady metody i aparatury pomiarowej.

5. PODSUMOWANIE

Przedstawiona koncepcja modelowania podparcia pozwala w prosty sposób modelować dowolne warianty podparcia ciągłego płyt. Może być również zastosowana do modelowania podparcia na słupie przy użyciu jednej pary podpór punktowych lub kilku par rozlokowanych na żądanej powierzchni podparcia. Ważną z ekonomicznego punktu widzenia zaletą przedstawionej metody jest możliwość wielokrotnego wykorzystywania elementów podporowych, z ograniczeniem wykorzystania danego elementu wynikającym tylko z jego nośności. Dokładność pomiaru reakcji zależy od dokładności czujnika. Im mniejszy jest jego przekrój, tym przy tym samym obciążeniu dokładność pomiaru jest większa. Dokładność wykonania badań można zwiększyć posługując się czujnikami o różnych zakresach pomiarowych odpowiednio dobranych do przewidywanych wartości reakcji z uwzględnieniem zmiany ich rozkładu na skutek redystrybucji. Aparatura zaprojektowana do wykonania pomiarów pracowała sprawnie zarówno w warunkach testowania i wzorcowania czujników jak i podczas prowadzenia badań właściwych. Nie ujawniły się żadne istotne wady metody i aparatury pomiarowej, które wpłynęłyby na dokładność badań.

BIBLIOGRAFIA

1. Szczygieł J., Kozakow Z.: Badania modelowe płyt i projektowanie na ich podstawie przeseł mostów płytowych, AIL, 1960, tVI/1, pp. 49–91
2. Kwieciński M.: Weryfikacja doświadczalna teorii nośności granicznej ustrojów płytowo-żebrowych, Rozpr. Inż., tom IX, zes. 1, rok 1961, pp. 125–150
3. Kwieciński M.W.: Some tests on the Yield Criterion for Reinforced Concrete Slab, Magazine of Concrete Research (London), Vol. 17, No. 52, pp.135–1
4. Lenkei P.: Tudományos közlemények. Törési határfeltételek vizsgálatavasbetonlemezek töresvonalai mentén. Építéstudományi Intézet, 55, Budapest 1966, 188 pp.
5. Absi E., Brandt A.M.: Analiza i badania płyt żelbetowych w stanie zarysowania, PWN, Warszawa 1974, pp.126
6. Mucha J.: Sztywność płyt żelbetowych poddanych działaniu obciążeń doraźnie zmiennych, XXXIII Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1987, pp. 121–126
7. Lenschow R.J., Sozen M.A.: A Yield Criterion for Reinforced Concrete Under Biaxial Criterion and Forces, Civil Engineering Studies Structural Research Series No. 311, University of Illinois, July 1966, 527 pp.
8. Szkwerek J., Ścibak W.: Nośność graniczna płyt żelbetowych o mieszanych warunkach brzegowych w świetle wyników badań, AIL nr2/1975, pp.295313.

UDK 693.22.004.18

Ordon B.

PROBLEM POZORNEGO NIEZRÓWNOWAŻENIA OBCIĄŻENIA ZEWNĘTRZNEGO I REAKCJI PODPOROWYCH W BADANIACH PŁYT ŻELBETOWYCH

Przedstawiono problem nie zrównoważenia zmierzonych reakcji podporowych i obciążenia w badaniach płyt podpartych na dwóch przeciwległych krawędziach. Objasnione zostały przyczyny tego zjawiska. Zaproponowano metodę rozrzucenia poprawek według kryterium najmniejszej sumy kwadratów błędów względnych. W części końcowej przedstawiony został przykładowy histogram rozkładu poprawek w wartościach bezwzględnych i porównany ze średnim błędem granicznym wszystkich czujników wyznaczonym podczas wzorcowania.

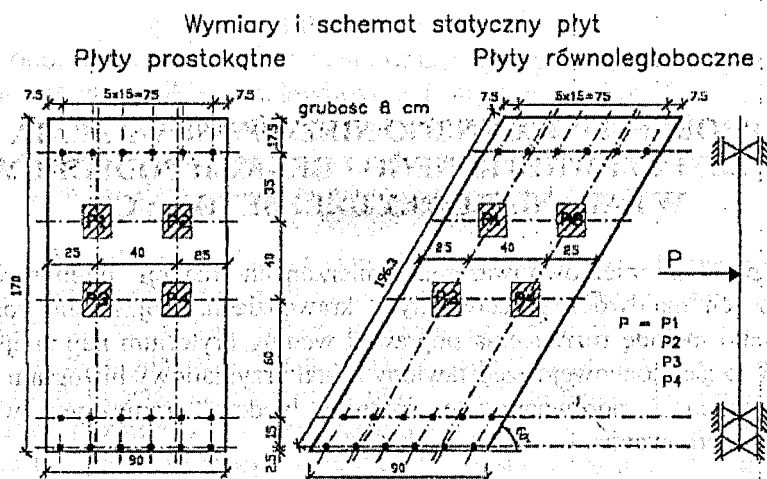
1. WPROWADZENIE

Coraz powszechniej przeprowadza się badania elementów żelbetowych, w których program badań obejmuje pomiar reakcji podporowych. Pomiar reakcji – jak każdy pomiar – nie jest dokładny. Obarczony jest błędami pomiarowymi, które powodują pozorny stan nie zrównoważenia obciążenia i odpowiedzi całego układu badawczego wyrażonej wartościami reakcji w podparciu płyty. Taki właśnie stan wystąpił w wykonanych przeze mnie badaniach płyt żelbetowych. Badane były 4 płyty prostokątne i 4 równoległoboczne, podparte na dwóch przeciwległych, krótszych krawędziach. Obciążone były jedną siłą skupioną w czterech położeniach. Na jednej krawędzi płyty były podparte przegubowo przesuwnie, na drugiej były utwierdzone częściowo. Utwierdzenie częściowe, a nie pełne było spowodowane odkształcalnością stanowiska w obszarze podparcia. Podparcie zostało wykonane z 36 elektrooporowych czujników siły. Na podporę przegubową składało się 12 czujników umieszczonych w jednym rzędzie, a na podporę utwierdzoną 24 czujniki umieszczone w dwóch rzędach po 12 sztuk w każdej. Czujniki należące do danego rzędu były umieszczone po obu stronach płyty w ilości po 6 sztuk, tworząc 6 par czujników usytuowanych współosiowo. Odległości pomiędzy czujnikami umieszczonymi w jednym rzędzie oraz pomiędzy rzędami czujników w podparciu z utwierdzeniem wynosiły 15 cm. Schemat statyczny płyt pokazane jest na rys. 1. Wielkością bezpośrednio mierzoną była zmiana napięcia prądu płynącego w tensometrycznym układzie pomiarowym naklejonym na elemencie podporowym. Wartość reakcji była wyznaczana na podstawie zależności napięcie – obciążenie czujnika zbadanej dla każdego czujnika.

2. ŹRÓDŁA BŁĘDÓW POMIAROWYCH

Błędy pomiarowe klasyfikuje się według różnych kryteriów. Najczęściej stosowana klasyfikacja [1, 3] dzieli błędy na systematyczne i przypadkowe [1]. Źródła błędów systematycznych są znane. Błędem systematycznym określa się błąd, którego znak i wartość jest stała w stałych warunkach, lub zmienia się wraz ze zmianą warunków według znanych reguł. Błąd ten można częściowo wyeliminować przez poddanie układu pomiarowego procedurze wzorcowania możliwie krótko przed przystąpieniem do pomiarów i w warunkach środowiska jak najbardziej zbliżonych do warunków panujących w trakcie badań. Przyczyny powstawania błędów przypadkowych mogą być nieznane, podobnie jak prawdopodobieństwo jego wystąpienia oraz wielkość. Błąd przypadkowy powstaje niezależnie od warunków pomiaru, a jego wartość można wyznaczyć metodami statystycznymi na podstawie pomiarów masowych.

Na błędy, jakimi obciążone są wykonane pomiary składają się zarówno błędy systematyczne jak i przypadkowe, które powstają w każdych warunkach. Całkowity błąd systematyczny jest sumą algebraiczną kilku typów błędów. Jednym z nich jest błąd metody. Do tego typu błędów trzeba zaliczyć tak zwany błąd kwantowania powstały podczas zamiany sygnału analogowego na cyfrowy. Przetworzenie sygnału analogowego na cyfrowy oznacza przypisanie wszystkim wartościom pierwotnym z przedziału $\langle V; V_1 \rangle$ lub $\langle V_1; V \rangle$ jednej wartości cyfrowej V . Maksymalny błąd obciążający z tego powodu wyniki pomiarów równy jest szerokości przedziału, czyli rozdzielczości przetwornika. Przetwornik powinien być tak dobrany, by błąd względny powstający przy zapisie rzeczywistej wartości w kodzie cyfrowym był znacznie mniejszy niż błąd względny całego układu pomiarowego. Można wtedy przyjąć, że dokładność pomiarów nie zależy od przetwornika A/C. W przypadku wykonanych badań warunek taki był spełniony.



Rys. 1

Drugą składową błędą metody jest błąd powstały podczas wyznaczania charakterystyk czujników napięcie – obciążenie ($U - P$). Charakterystyka każdego czujnika użytego w badaniach była budowana metodami statystycznymi na podstawie kilkukrotnych pomiarów wzorcowych, które – co oczywiste – nie były identyczne. Powodów różnic, a w konsekwencji także określonych błędów czujników należy upatrywać między innymi we właściwościach samych czujników oraz użytego wielokanałowego tensometrycznego zestawu pomiarowego. Powstały na tym etapie błąd pomiarowy jest także skutkiem przyjęcia określonego kształtu charakterystyki czujników. We wspomnianych badaniach możliwe było przyjęcie dla każdego czujnika liniowej charakterystyki $U - P$. Współczynniki charakterystyki były wyznaczone metodą najmniejszych kwadratów. Współczynnik korelacji R^2 przyjmował wartości mniejsze niż 0,999.

Innym typem błędą systematycznego jest błąd wzorcowania, który obciąża pomiary w przypadku, gdy warunki wzorcowania i warunki pracy aparatury pomiarowej podczas badań właściwych nie są jednakowe. Dlatego przestrzegana była zasada identycznego montażu wszystkich elementów układu pomiarowego zarówno podczas wzorcowania wszystkich czujników jak i podczas pomiarów docelowych. Wiadomo bowiem, że nawet zmiana oporności styku lub długości przewodu elektrycznego może wpłynąć na jakość pomiarów. Źródłem błędą wzorcowania mogłaby być niedokładność miary wzorca, w tym wypadku niedokładność pomiaru siły w maszynie wytrzymałościowej. Drugim źródłem mogłoby być nieosiowe przekazanie reakcji na czujnik na skutek obrotu płyty w podporze. Aby zminimalizować jego skutki zastosowane zostały odpowiednie rozwiązania konstrukcyjne.

Trzecim typem błędą systematycznego jest błąd dodatkowy powstający na skutek zmiany warunków otoczenia w stosunku do warunków panujących podczas wzorcowania przyrządów. Przyczynami błędą dodatkowego mogłoby być zmiany wilgotności i temperatury powietrza. Do budowy czujników użyte zostały tensometry foliowe, które są znacznie mniej wrażliwe na działanie wilgoci niż tensometry papierowe. Użyte do klejenia substancje i technika naklejania zostały tak dobrane, by zminimalizować szkodliwe oddziaływanie wilgoci. Ewentualny wpływ różnicy temperatury na wyniki pomiarów, został wyeliminowany przez zastosowanie na czujnikach układu pomiarowego z kompensacją temperatury.

W przypadku pomiarów wykonywanych elektronicznie źle dobrany czas próbkowania może spowodować powstanie błędą dynamicznego. Jest on różnicą pomiędzy wartością próbkowaną sygnału a jego rzeczywistą wartością [1]. Występuje przy sygnale niestabilizowanym, na przykład w przypadku pomiarów wykonywanych jednym miernikiem na kilku czujnikach przy zbyt krótkim czasie stabilizacji miernika. Błąd taki może osiągać znaczne wartości. W wykonanych badaniach czas próbkowania był dobrany właściwie.

Z braku odpowiednich możliwości nie były prowadzone badania mające na celu wyznaczenie wartości spodziewanych rodzajów błędów, co zresztą nie było konieczne. Błędy względne i bezwzględne wyznaczone dla każdego czujnika zawierają w sobie wszystkie składowe błędą systematycznego oraz błąd przypadkowy. Błąd ten można wyznaczyć tylko metodami statystycznymi na podstawie pomiarów masowych. Dlatego, by błąd sumaryczny zawierał prawidłową wartość błędą przypadkowego, każda zmiana napięcia rejestrowana podczas wzorcowania i pomiarów docelowych była automatycznie mierzona stukrotnie.

Znajomość błędów granicznych czujników wyznaczonych podczas ich wzorcowania nie wystarcza do wyznaczenia poprawnych wartości reakcji. Pozwala tylko określić szerokości przedziałów, w którym z

dużym prawdopodobieństwem zawierają się wartości prawidłowe. W przypadku przeprowadzonych badań pozwala również ocenić, czy stopień pozornego niezrównoważenia układu doświadczalnego może wynikać tylko z niedokładności urządzeń pomiarowych, czy zaistniały jakieś dodatkowe czynniki pogłębiające ten stan: na przykład uszkodzenie aparatury lub nieprzewidziane zakłócenia sygnału pierwotnego. Aby wykonać taką analizę, a przede wszystkim wyznaczyć prawidłowe wartości reakcji konieczne było zbudowanie algorytmu rozłożenia poprawek i ich obliczenie.

3. METODA OBLICZENIA POPRAWEK

Przedstawiona poniżej metoda obliczenia poprawek została dostosowana do obliczenia poprawek reakcji płyty prostokątnej i równoległobocznej podpartej w 18 punktach. Podobną metodę dla elementu jednowymiarowego – belki trójprzęsłowej przedstawił J. Ślusarczyk [2].

Konieczne poprawki uznane za błędy pomiarowe zostały obliczone w postaci błędów względnych. Jako kryterium przyjęłam minimalną wartość sumy ich kwadratów. Założyłam, że siła „P” obciążająca płytę została wyznaczona dokładnie. Założenie to jest uzasadnione, ponieważ dokładność pomiaru siły obciążającej płytę była kilkukrotnie większa niż dokładność pomiaru reakcji. W konsekwencji błąd popełniany przy pomiarze obciążenia jest wielokrotnie mniejszy niż całkowity błąd pomiaru reakcji.

Zagadnienie wymaga rozwiązania układu 18 równań liniowych. Trzy pierwsze to równania równowagi:

– równanie sumy sił:

$$\sum_{i=1}^{18} R_i \cdot (1 + \delta_i) - P = 0, \quad (1)$$

– równania sumy momentów względem dwóch prostych wzajemnie prostopadłych:

$$\sum_{i=1}^{18} R_i \cdot (1 + \delta_i) \cdot l_i^x - P \cdot l_p^x = 0, \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^{18} R_i \cdot (1 + \delta_i) \cdot l_i^y - P \cdot l_p^y = 0, \quad (3)$$

gdzie i – numer kolejny punktu podporowego,

R_i – zmierzona wartość reakcji,

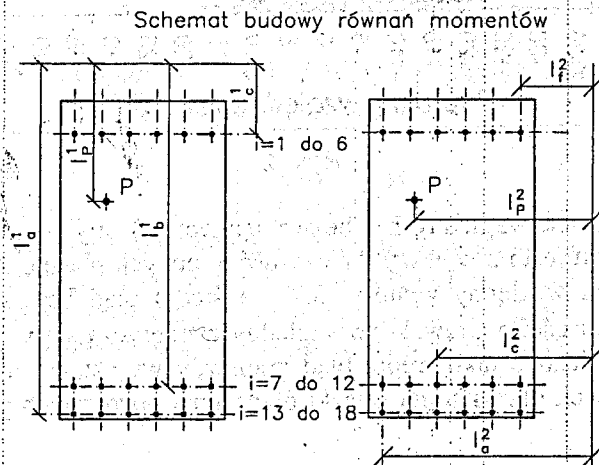
δ_i – poszukiwana wartość poprawki,

l_i^x, l_i^y – odległości punktu podparcia odpowiednio od prostej „x” i „y”,

l_p^x, l_p^y – odległości punktu przyłożenia obciążenia odpowiednio od prostej „x” i „y”.

Schemat budowy równań na przykładzie płyty równoległobocznej przedstawiony jest na rysunku 2.

Z równań (1)–(3) wyznaczyć można 3 dowolne błędy względne δ_i ($i = a, b, c$) jako funkcje 15 pozostałych błędów. Z oczywistych powodów wybrane zostały błędy reakcji w punktach podporowych nie leżących na jednej linii.



Rys. 2

Pozostałych 15 równań wyznacza się z warunku minimum sumy kwadratów poprawek. Warunek taki uwzględnia możliwość wystąpienia poprawek przeciwnych znaków i ma postać:

$$\Delta^2 = \sum_{i=1}^{18} \delta_i^2 \quad (4)$$

Brakujące równania są pochodnymi równania (4); każde względem jednej spośród występujących w nim piętnastu poprawek:

$$\frac{\partial \Delta^2}{\partial \delta} = 2 \cdot \delta_i + 2 \cdot \delta_a \cdot \frac{\partial \delta_a}{\partial \delta_i} + 2 \cdot \delta_b \cdot \frac{\partial \delta_b}{\partial \delta_i} + 2 \cdot \delta_c \cdot \frac{\partial \delta_c}{\partial \delta_i} = 0 \quad (5)$$

gdzie $i \neq a, b, c$.

Wprowadzając do równań (5) związki wyrażające wielkości δ_a , δ_b i δ_c z równań (1)-(3) uzyskuje się poszukiwany układ brakujących równań liniowych z piętnastoma niewiadomymi w każdym równaniu. Po jego rozwiązaniu, błędy względne „ δ_a ”, „ δ_b ” i „ δ_c ” oblicza się z równań sumy sił i momentów (1)-(3).

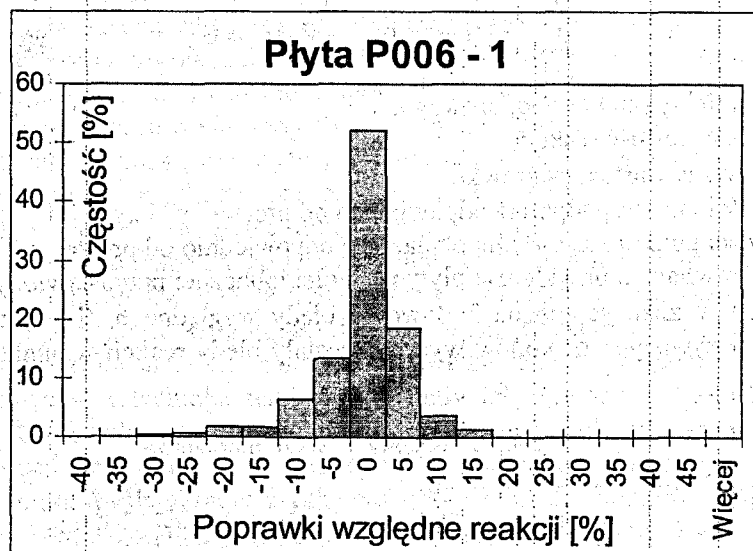
Po wyznaczeniu wszystkich błędów względnych pomiaru reakcji, reakcje „poprawione” „ R'_i ” oblicza się następująco:

$$R'_i = R_i \cdot (1 + \delta_i) \quad (7.9)$$

Poprawność rozwiązania układu równań była weryfikowana przez rozwiązanie płyty obciążonej siłą „P” i piętnastoma „poprawionymi” reakcjami. Pozostałe 3 „poprawione” reakcje (niekoniecznie „ R_a ”, „ R_b ” i „ R_c ”) nie leżące na jednej linii zostały obliczone jako reakcje podporowe tak obciążonej płyty. Wielkości tych reakcji były zgodne z obliczonymi dla wybranych podpór wielkościami „ R' ”.

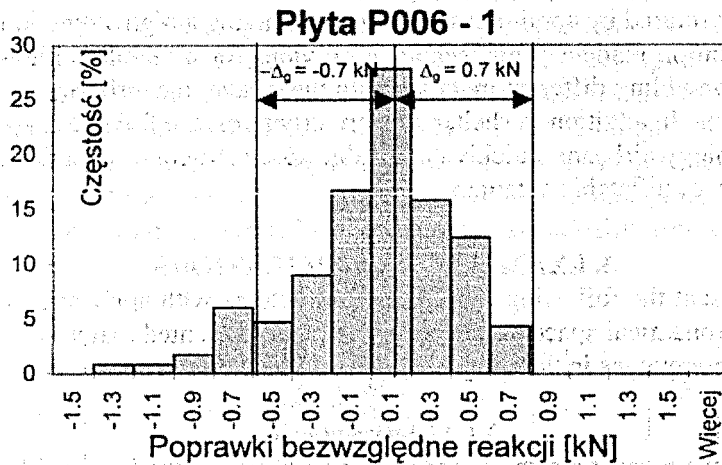
4. WYNIKI OBLICZEŃ POPRAWEK

Rys. 3 przedstawia histogram rozkładu statystycznego wartości względnych poprawek dla ostatniej ścieżki obciążenia jednej z płyt prostokątnych, a rys. 4 histogram rozkładu tych samych poprawek w wartościach bezwzględnych.



Rys. 3

Skrajne wartości poprawek względnych i bezwzględnych zostały obliczone dla niskich poziomów obciążenia, kiedy błąd pomiaru jest największy. Większość poprawek plasuje się w przedziałach w pobliżu wartości zerowej. Średni błąd względny wynosi $-3,2\%$ a średni błąd bezwzględny poprawek wynosi $-0,06$ kN. Prawie wszystkie wartości poprawek bezwzględnych mieszczą się w przedziale $(-0,7$ kN ; $0,7$ kN), którego granice zostały wyznaczone jako średni błąd graniczny wszystkich użytych czujników. Podobnie kształtują się rozkłady poprawek dla ostatniej ścieżki obciążenia pozostałych płyt oraz dla wcześniejszych ścieżek.



Rys. 4

5. PODSUMOWANIE

Zaobserwowany stan pozornego nierównoważenia obciążenia i reakcji podporowych płyt jest spowodowany zasadniczo dokładnością pomiaru. Uniknięcie błędów pomiarowych jest niemożliwe, zatem należy dążyć do ograniczenia ich wartości stosując czujniki o odpowiednio dobranej wysokiej czułości. Wysokie wartości poprawek obliczone dla niektórych punktów podporowych wynikają częściowo z samego rozkładu reakcji. Przy obciążeniu według schematów jak na rys. 1 na pewnych odcinkach linii podporowych reakcje są nawet wielokrotnie mniejsze niż na pozostałych. To powoduje, że błędy pomiaru tych reakcji są kilkakrotnie większe niż błędy pomiaru reakcji o dużych wartościach. Pewien wpływ na dokładność pomiaru mogło mieć ewentualne nieosiowe obciążenie czujników na skutek obrotu płyty w podporze i inne niezidentyfikowane czynniki. Porównanie szerokości przedziału wyznaczonego wartością średnią bezwzględnego błędu granicznego sugeruje, że wpływ ten nie mógł być duży.

Zaprezentowana metoda rozrzucenia poprawek reakcji podporowych płyt może być zastosowana do płyt o dowolnym kształcie i dowolnej liczbie punktów podporowych.

BIBLIOGRAFIA

1. Chwaleba A., Poniński M., Siedlecki A.: Metrologia elektryczna. Wydawnictwa Naukowo – Techniczne, Warszawa 1998
2. Ślusarczyk J.: Measurement Reactions of the Three Bay Reinforced Beam Considering the Error Calculus, Concrete Constructions, Theory and Experimental Studies, Polish Academy of Science in Wrocław, Board of Building Engineering and Mechanics, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1999, pp. 251-258
3. Janiczek R.: Teoria pomiaru. Skrypty Politechniki Częstochowskiej nr 29. Częstochowa Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej 1998.

Pokorska Iwona

AIRBEAMS IN THE DESIGN OF LIGHT STRUCTURES-EXAMPLES OF APPLICATION

1. INTRODUCTION

The purpose of this paper is to present the different examples of structures with application of airbeams. The presented examples are taken from leaflets of leading companies dealing with airbeams structures[1],[2]. Textile manufacturing technologies are investigated to replace the aluminum structures currently used for tent frames. Existing technology involves adhesively bonding or welding together patterned, coated, flat fabric goods to form an arch shape. The use of durable and reliable pressurized airbeams reduces the weight of the structure and increases the ease of erection/strike.

2. AIRBEAMS STRUCTURES

Airbeams are manufactured by continuous braiding or weaving a high strength, three-dimensional fabric sleeve over an air retention bladder. This technique provides for a seamless high-strength structure. By changing weave patterns or adding different materials into the weave, the airbeam shape can be manipulated for use in many applications. In addition to shelter support structures, the following are a few potential applications for the new technology airbeam: quickly deployable space structures, ejection seat stabilizers for aircraft, pollution containment, inflatable antennas.

3. EXAMPLES OF APPLICATIONS

In the paper we present the following examples of structures with application of airbeams: Airbeams tents, portable bridges, aeronautical space structures, masts. The presented materials are taken from leaflets of leading manufacturing companies in this subject.

3.1 Airbeams tents

In the figure below we present a airbeam tent. Characteristics of the below airbeams tent are: Overall height: 35 ft. 2 in.; clear interior height: 31 ft. 6 in.; overall length: 170 ft. 6 in.; clear interior length: 105 ft. 9 in.; overall width 82 ft. 11 in.; airbeam diameter: 30 in.; airbeam working pressure: 80 psi.; design wind speed: 90 mph, gust 110 mph; design snow load: 20 lbs./sq. ft.; fabric: vinyl coated polyester, flame resistant, black-out; weight: shelter deployed 17,000 lbs.; tools and accessories 1,500 lbs.; clear interior width: 77 ft. 11 in.; clear floor area: 9,365 sq. ft.; aircraft door opening: height: 20 ft. 0 in. at center, width: 62 ft. 11 in.; number of airbeams: 9.

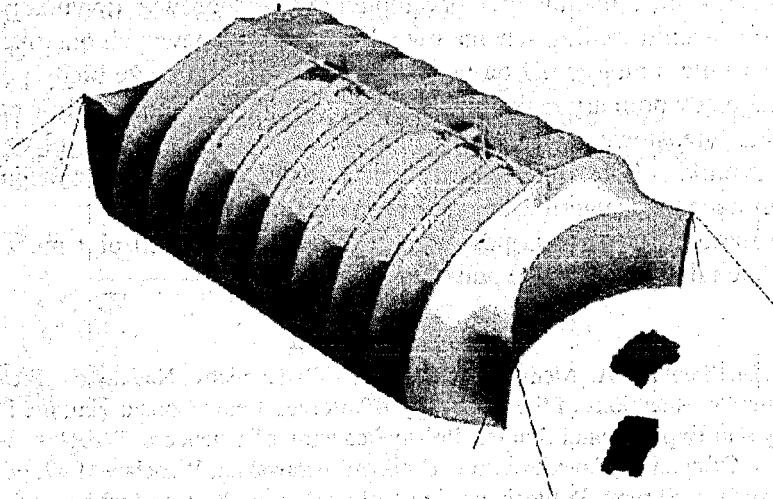


Figure 1 – Airbeam tent [2]

3.2 Space structures

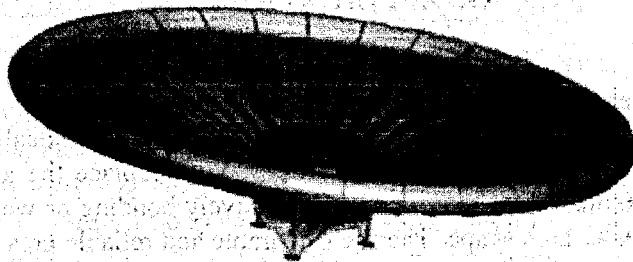


Figure 3 – Airbeams in space structures [2]

3.3 Bridges

The airbeams bridge is extremely lightweight, can be packaged into a single man carryable pack, including inflation system, is deployed in less than 10 minutes and can carry up to 8 people across a 10m gap in the version shown, but other versions will be capable of carrying greater numbers at one time across gaps of over 30m. One version has already supported a Land Rover over a 20m gap and it is envisaged that with newer materials. It will be able to support weights in excess of 10 tons over 30m gaps from purely high-pressure inflatable systems which will be capable of being rolled up and transported by the vehicles requiring the gap bridging facilities, before being unrolled and deployed automatically from vehicle.

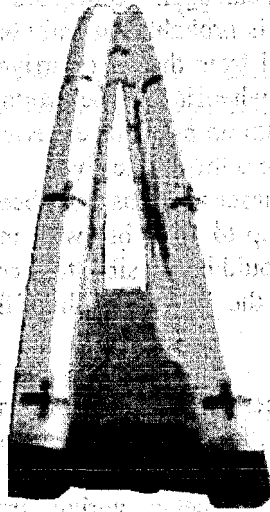


Figure 4 – Portable bridge with airbeams

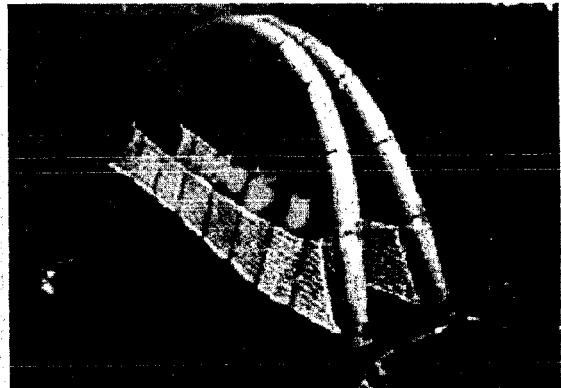


Figure 5 – The use of portable bridge [1]

The bridges have been designed particularly for Rescue purposes, but have as much relevance for Military use over difficult terrain for personnel as well as vehicles.

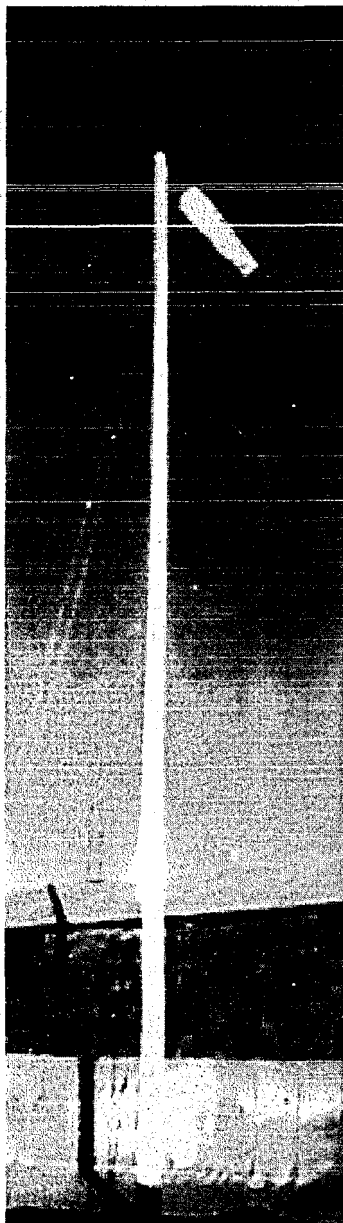


Figure 6 – Airbeams masts [1]

The 10m version has been tested in the Northern hemisphere as well as desert conditions with success and although it was originally conceived to enable 2 people at a time to cross a 10m gap, it has been successfully tested with up to 8 people on the bridge at one time. It is extremely easy and quick to deploy, taking two people not more than 5 minutes from commencing inflation to the time they can deploy it over the gap. The latter can be achieved over a river by floating the ends across and 'walking' the APB up the far side from the nearside. On dry terrain it can again be 'walked' over the gap.

It is probably the only bridge that is capable of being inflated and deployed from the air to arrive either fully inflated, or at least partially inflated when it hits the ground, so that those requiring it can immediately, with no previous experience, place it in position to enable personnel to cross the ravine/river.

Larger versions have been built to carry a middle size car across a gap of up to 20m, but with improved material technology, we believe that it would be possible to increase this distance considerably as well as decrease the overall weight of the system.

3.4 Masts

The high mast of 20m is shown above. 30m versions have been designed for quick deployment to carry surveillance and listening equipment as well as to act as repeater stations and antennae. Smaller versions can act as aerials, traffic warning hazards and for mounting video cameras in both civilian and military applications. Their packaged size enables them to be carried in all versions up to 30m by personnel, rather than vehicles and as they are so quick to deploy and recover (approx. 5-10 minutes for each operation, depending on height) they make an ideal system for use in many applications from rescue to surveillance, traffic control and signaling.

REFERENCES

1. Airbeams LLC, Inftatable Structures. Products, 2004
2. Vertigo-inc. Aviation Inflatable Maintenance Shelter, 2004

Rajczyk Marlena, Kalinowski Jarosław

ANALIZA NAPRĘŻEŃ I PRZEMIESZCZEŃ PRZEGRODY TRÓJWARSTWOWEJ

WPROWADZENIE

Wraz ze polepszeniem parametrów eksploatacyjnych współczesnych komputerów (moc obliczeniowa, pamięć operacyjna, pojemność pamięci masowych) obserwuje się coraz większe zapotrzebowanie na dokładne obliczenia coraz większych układów konstrukcyjnych.

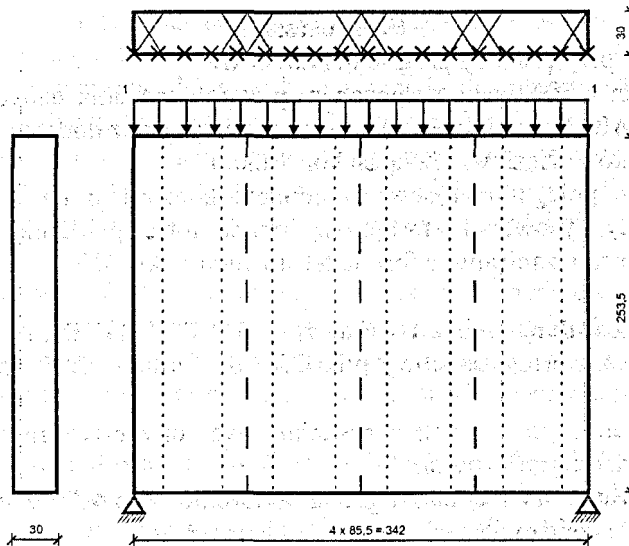
Przy obliczaniu dużych układów konstrukcyjnych metodą elementów skończonych (MES) naturalnym jest poszukiwanie stabilnego systemu operacyjnego, umożliwiającego skuteczne obliczenie w relatywnie krótkim czasie jak największych zadań na powszechnie dostępnych komputerach. Obliczenia często trwają wiele godzin i wymagają znacznych zasobów sprzętowych.

System działa pod kontrolą systemu operacyjnego DOS/WINDOWS i LINUX. Aktualnie pod kontrolą systemu operacyjnego Linux FEMA-MES można wykonywać obliczenia statyczne i dynamiczne dużych modeli konstrukcji do 99999 węzłów.

Dobrze udokumentowany format pliku wejściowego DAT umożliwia przygotowanie programów do generowania lub przetwarzania plików wejściowych.

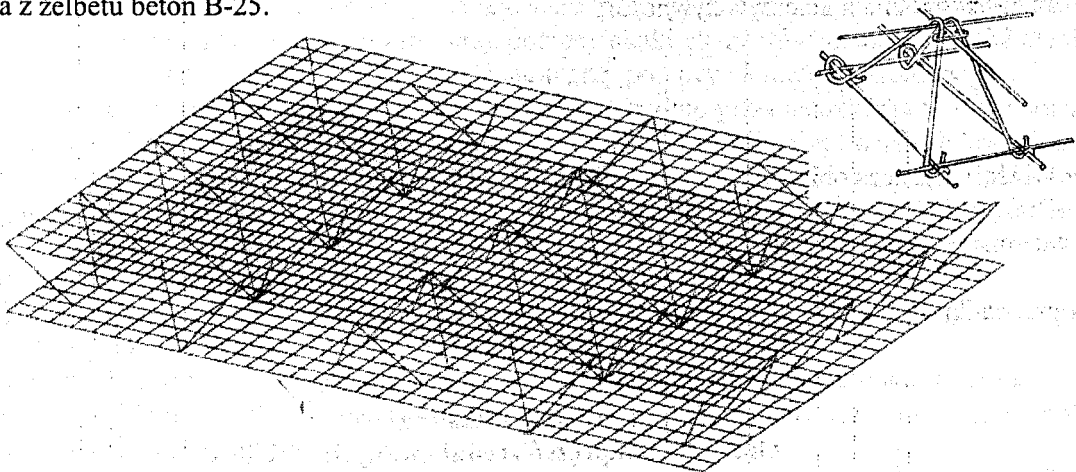
Jako przykład możliwości zastosowania systemu do niestandardowych obliczeń konstrukcji wybrano, analizę konstrukcji trójwarstwowej ściany osłonowej (dwie płyty połączone stalowymi łącznikami) obciążonej obciążeniem ciągłym z dwóch stron o zmiennej długości.

2. OPIS KONSTRUKCJI



Rys. 1 – Schemat konstrukcji płyty trójwarstwowej wraz z przedstawionym schematem obciążenia

Analizowany element konstrukcji stanowi przegrodę budowlaną trójwarstwową, składającą się z dwóch płyt o wymiarach długość 342 cm, wysokość 253,5 cm, grubość 8 cm ułożonych równolegle do siebie w odległości 30 cm od swoich osi symetrii połączonych między sobą pięcioma żebrami złożonymi z czterech prętów stalowych ułożonych jak na rys. 2. Połączenia są rozmieszczone w jednakowych odstępach w taki sposób, iż pierwsze połączenie łączy lewe krawędzie, a ostatnie prawe krawędzie płyty. Całość konstrukcji jest wykonana z żelbetu beton B-25.



Rys.2 – Aksonometria analizowanej konstrukcji

Warunki brzegowe są ustalone w taki sposób, iż wzdłuż dolnej krawędzi blokują możliwość ruchu w kierunku pionowym (Y), a wzdłuż krawędzi pionowych uniemożliwiają przemieszczenia poziome (X). Wzdłuż wszystkich poprzednio określonych krawędzi blokowany jest ruch płyty w kierunku Z. Identyczne warunki brzegowe jak dla płyty czołowej są określone dla płyty tylnej.

Płyta jest obciążona obciążeniem ciągłym jednostkowym na cm długości jak na rys. 1, na całej górnej krawędzi przedniej płyty tj. 342 cm.

Opis oprogramowania

Do wykonania obliczeń użyto systemu FEMA-MES wykorzystującego do obliczeń metodę elementów skończonych. System ten służy do obliczeń statycznych i dynamicznych modeli konstrukcji.

Proces analizy konstrukcji składa się z trzech etapów:

- preprocessingu (przygotowania danych wejściowych),
- processingu (właściwego procesu obliczeniowego),
- postprocessingu (przetwarzania i analizy wyników).

Preprocessing

Przygotowanie danych przy pomocy programu AutoCAD

Najbardziej wygodnym i efektywnym sposobem przygotowywania danych do obliczeń w systemie jest użycie programu AutoCAD. Program został przystosowany poprzez dodanie elementów menu, procedur generowania elementów, bloków więzów i obciążeń konstrukcji.

Przygotowanie danych polega na rysowaniu modelu konstrukcji na warstwach odpowiadających elementom konstrukcji. Przy rysowaniu stosuje się standardowe polecenia AutoCADa, co zwiększa efektywność pracy. Model zostaje zapisany w formie tekstowego pliku DXF.

Zamiana zbioru DXF na zbiór DAT - DXF2DAT

Program DXF2DAT konwertuje tekstowy plik DXF do formatu DAT zrozumiałego przez program obliczeniowy MES.

Format DXF jest przenośnym formatem rysunku stworzony przez firmę AutoDesk do wymiany informacji pomiędzy programami graficznymi.

Plik w formacie DAT zawiera dane dla programu obliczeniowego MES w postaci grup współrzędnych węzłów, topologii elementów skończonych, materiałów i obciążeń.

Optymalizacja danych - OPT

W zagadnieniach dotyczących obliczeń statycznych i dynamicznych dużych konstrukcji kluczowym zagadnieniem wpływającym na ilość potrzebnej pamięci i czas obliczeń jest szerokość niezerowego półpasma macierzy sztywności. Szerokość niezerowego półpasma macierzy sztywności zależy bezpośrednio od maksymalnej różnicy numerów węzłów, do których przylegają końce dowolnego elementu skończonego konstrukcji.

Program OPT poszukuje optymalnej permutacji numeracji węzłów, dającej minimalną szerokość niezerowego półpasma macierzy sztywności.

Processing

Obliczenia właściwe - OBLMES

Właściwy proces obliczeniowy wykonywany jest przez program OBLMES.

Obliczenia konstrukcji polegają na ułożeniu i rozwiązaniu standardowego układu równań zapisanego w postaci macierzowego równania różniczkowego

$$B \cdot \dot{q}(t) + C \cdot q(t) + K \cdot q(t) = P(t), \quad (1)$$

lub w przypadku statyki

$$K \cdot q(t) = P(t). \quad (2)$$

Postprocessing

Obliczenia naprężeń zredukowanych - HUBER

Po wykonaniu obliczeń statycznych konstrukcji, dla każdego elementu skończonego uzyskujemy szereg danych charakteryzujących jego odkształcenia, siły wewnętrzne i składowe tensora naprężeń. Na podstawie analizy pojedynczych składowych złożonego tensora naprężeń nie można określić wyteżenia konstrukcji. Aby umożliwić analizę wyteżenia elementów konstrukcji obliczane są naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera.

Wyświetlanie konfiguracji konstrukcji i wyników obliczeń

Najbardziej efektywnym sposobem kontroli danych, opisujących model konstrukcji i analizę wyników obliczeń jest wizualizacja graficzna.

System został wyposażony w szereg programów do prezentacji wyników obliczeń takich jak program GMES; oraz programy umożliwiające przekazanie wyników obliczeń (interfejsy) do wyspecjalizowanych programów graficznych np. AutoCAD.

Modyfikacje oprogramowania

W celu wykonania cyklu obliczeń stworzono dwa nowe programy AUTOGEN i PWYKRES specjalizowane do wykonania określonego wcześniej zadania.

Generowanie schematów danych - AUTOGEN

Program AUTOGEN pracuje w warstwie preprocessingu czyli przygotowania danych. Jego zadaniem jest wygenerowanie plików w formacie dat o unikalnej nazwie charakteryzującej schemat zawierających opis konstrukcji wraz z pojedynczym schematem obciążenia. Dodatkowo jest generowany skrypt dla systemu Linux lub DOS zawierający komendy systemu operacyjnego i wywołania programów MESOBL i HUBER powodujące obliczenie statyki oraz naprężeń zredukowanych. Dzięki zastosowaniu skryptu program możemy w dowolnej chwili przerwać i po wykasowaniu części skryptu rozpocząć od pierwszego nie obliczonego schematu.

Można też kopiując odpowiednie pliki danych i kasując odpowiednie części skryptu rozdzielić pracę na n niezależnych części wykonywanych na n niezależnych maszynach. Taka metoda pracy spowoduje skrócenie czasu obliczeń spowodowane sumowaniem mocy procesorów. Po zakończeniu cyklu obliczeń wszystkie pliki należy przekopiować na maszynę gdzie będzie wykonywany proces analizy.

Przygotowanie danych do wykresów - PWYKRES

Program PWYKRES pracuje w warstwie postprocessingu czyli obróbki/przetwarzania danych wynikowych. Jego zadaniem jest na podstawie zbiorów SPG (wyniki obliczeń statycznych wygenerowane przez program OBLMES) i RST (naprężenia zredukowane dla poszczególnych elementów skończonych wygenerowane przez program HUBER) utworzenie pliku wynikowego naprężeń lub przemieszczeń dla określonego elementu skończonego lub węzła. Pliki naprężeń z programu pwykres zawierają tabele wszystkich składowych tensora naprężeń, naprężeń zredukowanych w elemencie i w całej konstrukcji dla elementu skończonego o określonym jako parametr numerze. Pliki zawierające przemieszczenia zawierają sześć składowych przemieszczeń (3 translacje i 3 obroty).

Przyjęty model konstrukcji

Przedstawioną w punkcie 2 konstrukcję modelowano przy pomocy czterowęzłowych elementów powłokowych. Płytę przednią i tylną modelowano przy pomocy siatki elementów skończonych 32 elementy na szerokość i 24 elementy na wysokość. Żebra modelowano przy pomocy elementów kratowych.

W dolnej i obu bocznych krawędziach zablokowano bezpośrednio przemieszczenia w kierunku Z dla płyty przedniej i tylnej. W kierunku Y dla dolnej krawędzi i w kierunku X dla obu bocznych krawędzi przy pomocy prętów kratowych o przekroju 1 cm^2 i długości 40 cm zamocowanych na końcach nie połączonych z płytą w kierunku XYZ. Pręty blokujące przesuw są mocowane w każdym węźle wzdłuż opisywanych wyżej krawędzi. W opisywanym przykładzie przy małym obciążeniu konstrukcji i znacznej sztywności podparcia można traktować taki sposób podparcia jak blokadę odpowiednich przesułów.

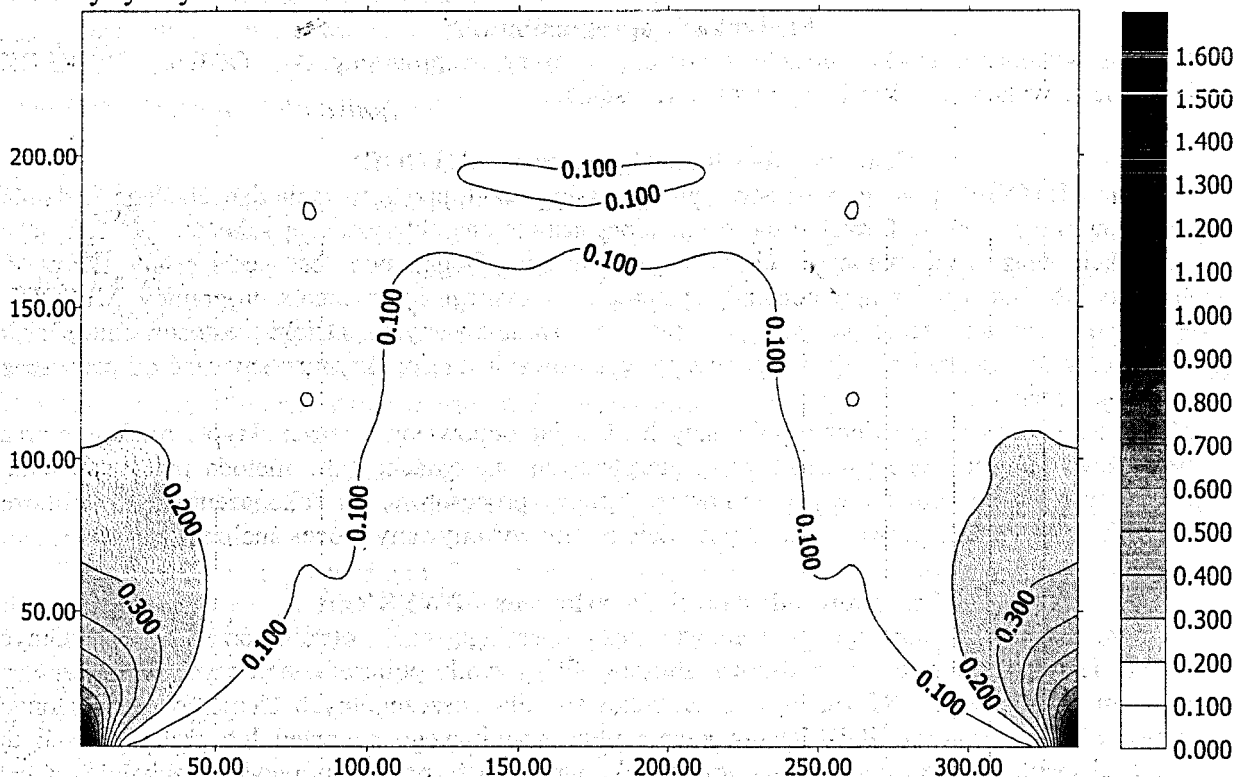
W przypadku gdy schematy przewidują duże obciążenia np. od ciężaru własnego taki sposób zamocowania można traktować jako podłoże sprężyste.

Obciążenie ciągle zarówno z lewej i prawej strony przyjęto o wartości 1 w kierunku Y zamodelowane poprzez wstawienie sił skupionych w węzłach górnej krawędzi przedniej płyty o wartościach sumy połowy długości elementów skończonych z lewej i prawej strony.

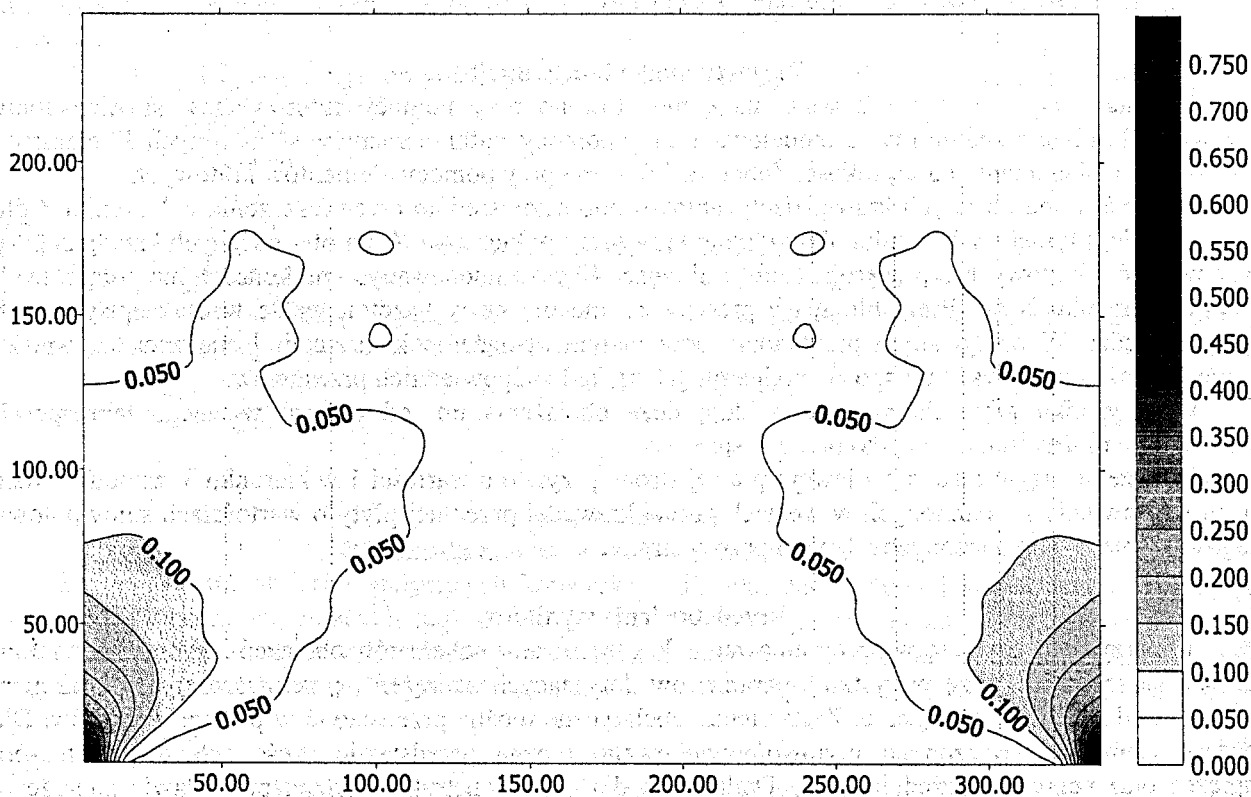
Przedstawienie wyników

Tak przygotowany zestaw oprogramowania do generowania schematów obciążeń i analizy konstrukcji pozwala na szeroką analizę wszystkich parametrów dotyczących naprężeń i przemieszczeń konstrukcji w zależności od schematu obciążenia. Zestawienia tabelaryczne można przedstawić w postaci wykresów. Dla każdego elementu skończonego płytowo/powłokowego można przedstawić sześć składowych tensora naprężeń oraz naprężenia zredukowane. Dodatkowo dla całej konstrukcji można przedstawić naprężenia maksymalne w całej konstrukcji. Do obliczeń przyjęto obciążenie ciągle liniowe o wartości 1 N/cm^2 . Wszystkie charakterystyki materiałów mające w swoich jednostkach długość zostały przeliczone na cm.

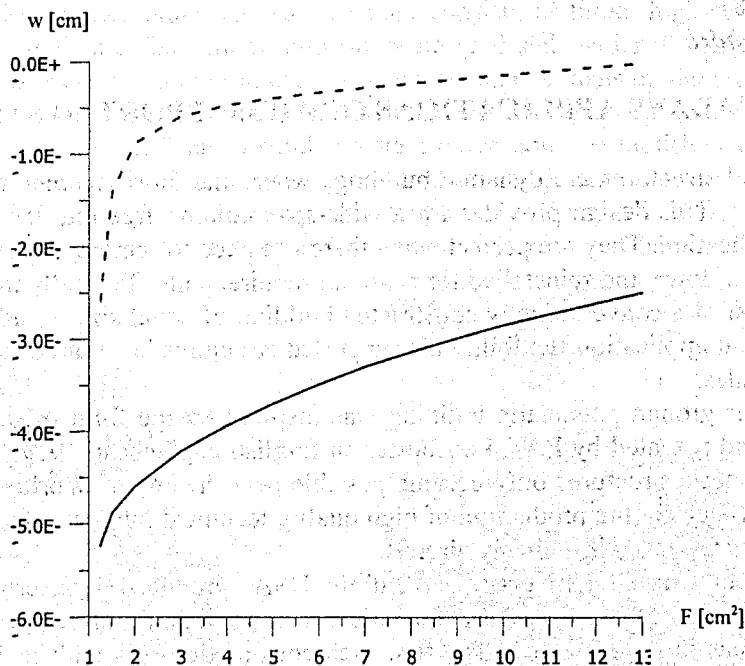
Chcąc określić poszczególne wartości naprężeń lub przemieszczeń należy przemnożyć odczytaną z wykresu wartość przez wartość analizowanego obciążenia ciągłego. Ze względu na dużą liczbę elementów skończonych i ograniczoną wielkość publikacji ograniczono się do przedstawienia wykresów najbardziej charakterystycznych.



Rys. 3 – Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera dla przedniej powierzchni płyty. Obciążenie jednostkowe na całej długości górnej krawędzi przedniej powierzchni płyty



Rys. 4 – Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera dla tylnej powierzchni płyty. Obciążenie jednostkowe na całej długości górnej krawędzi przedniej powierzchni płyty



Rys. 5 – Przeszaczenia pionowe środka dolnej krawędzi przedniej i tylnej warstwy płyty przy obciążeniu pionowym wzdłuż górnej krawędzi płyty przedniej w zależności od pola przekrojów prętów łączących warstwy płyty. Linia ciągłą zaznaczono przeszaczenia dla przedniej obciążonej warstwy płyty. Linia przerywaną zaznaczono przeszaczenia dla tylnej warstwy płyty.

WNIOSKI

Przedstawione w powyższym artykule oprogramowanie pozwala na proste wygenerowanie schematów obciążenia zarówno w zakresie obciążenia ciągłego liniowego jak i ciągłego na określonej powierzchni.

Dla przedstawionego wariantu płyty jak na rys. 1 i 2 przeprowadzono analizę pracy konstrukcji przy obciążeniu jednostkowym na całej długości górnej przedniej krawędzi w zależności od pola przekroju prętów łączących warstwy.

Połączenia były rozpatrywane jako elementy przenoszące siły osiowe.

Dla małych przekrojów prętów łączących przeszaczenia pionowe środka dolnej krawędzi przedniej i tylnej warstwy płyty są duże. Wraz ze wzrostem pola przekrojów prętów łączących można zauważyć polepszenie współpracy warstwy przedniej i tylnej, co wpływa na zmniejszenie przeszaczeń.

Wg wykresu na rys. 5 dla analizowanej konstrukcji można zaobserwować, że nadmierne zmniejszenie powierzchni przekroju prętów łączących powoduje gwałtowny wzrost przeszaczeń w obu płytach. W związku, z czym zaleca się stosowanie prętów łączących o przekrojach powyżej tej wartości.

LITERATURA

1. PRZYBYŁO W., KALINOWSKI J., C++ and FORTRAN Procedures for Optimum Renumbering of Nodes of Structures, Lightweight Structures in Civil Engineering LSCE'2000 Warsaw - Cracow, 1 December 2000, pp.93-102.
2. PRZYBYŁO W., KALINOWSKI J., System FEMA - MES - 99999, Wersja 1.0. Implementacja w środowisku LINUX. II Sympozjum Naukowo - Techniczne "Badania i diagnostyka mostów", Politechnika Opolska, Opole 9-11 kwietnia 2003.
3. RAJCZYK M., KALINOWSKI J., Metodika rascieta mnogoslójnyh elementow na EVM. 56 Mezduarodnaja nauczno-techniczeskaja konferencja „Aktualnyje problemy sowremiennogo stroitelstwa” Sankt Petersburg 2003.

NOWADAYS APPLICATIONS OF AIR-SUPPORTED STRUCTURES

Air-supported structures are dynamic buildings where the fabric membrane is held up by controlled internal air pressure. This design provides for a wide-span column free interior space. The air halls can be used for many application. They are perfect when there is a need to remove the building on a seasonal basis: they are easily taken down and reinstalled for seasonal requirements. Typically the cost of such a building is one third of the cost of a conventionally constructed building of equal size. In addition to the advantages of lower initial cost and application flexibility air-supported structures have the benefit of short lead times and construction schedules.

The first over ground pneumatic building was inspired by the form of the hot-air balloon. It was a hangar projected and patented by F.W. Lanchester an English engineer in 1917. However, the intensive development of pneumatic structures only became possible near the end of World War II in USA. This was a consequence of advances in the production of high quality technical fabrics, used previously to produce barrage balloons as protection against enemy aircraft.

W. Bird, from Cornell University in Buffalo USA, produced pioneering works on the rules of formation and realization of over ground pneumatic structures. The constructions realized by him served to protect radar antennas in the far North. The first such construction was built in 1946, and by 1947 Cornell Aeronautical Laboratories had constructed about 100 air halls. A rapid increase in the number of pneumatic constructions followed on from this time.

By 1962 about 50 firms were active in this field and hundreds of pneumatic structures had been built.

In the 50's air halls also appeared in other countries with fully developed chemical industries like England, Germany and the Soviet Union.

While the most common applications were mobile stores and garages, pneumatic constructions were also used to execute batteries of silos for the storage of liquids and friable materials. A set of 5 air domes was erected for the US army, where the biggest one, situated centrally, had a diameter of 45 m. An air hall was erected to protect large television antennas in Lannion in France in 1962. The coat had the form of a segment of a sphere with a diameter of 65 m. and a height of 50 m.

Since the 60's, pneumatic systems have been used in a wide variety of applications especially in agriculture and industry. Since the 70's pneumatic constructions have also been used to cover large areas, for example:

- Fuji Group Pavilion at Expo 70 in Osaka – a unique saddle shaped dome constructed from 16 air-inflated tubes, each 4 metres in diameter and about 60 metres long;
- Pontiac Silverdome erected in 1975 in Michigan – a cable restrained, low profile air supported structure;
- Carrier Dome at Syracuse University – air hall designed for football games in 1981.
- BC Place Amphitheatre erected in Vancouver in 1983 - Canada's first air supported dome.
- Nara Silk Road Exposition 1988 in Nara - Japan;
- Mitsubishi Pavilion at Expo 90 in Osaka, which has the shape of a huge plant;

In the 90's large dimension air structures have often been used to cover big sports areas. The Giants Practice dome – designed by Air Structures American Technologies Inc. was erected in 1994. It was used to cover an 1.5 acre area near the Giants Stadium in the Meadowlands, for practice during inclement weather.

Air-supported practice facilities were also built for seven other US National Football League teams: New York Jets in 1997; Denver Broncos, New York Giants, Minnesota Vikings, Seattle Seahawks, Buffalo Bills, Philadelphia Eagles and for Super Bowl Champ in 1998.

Present application of pneumatic structures are various.

They are a lot of industrial applications: air-warehouses; rack, bag and palletized storages; grains, fertilizers, powder or sawdust storages, biogas storage tanks.

First three are used as traditional air halls. The most interesting are pneumatic biogas storage tanks. The number of such biogas units has increased, especially in Germany. Using them, organic waste from agriculture, industry and private households can be decomposed without polluting the environment. At the same time biogas is produced and could be used in a great variety of ways. That's the reason double-membrane biogas storage tanks start to be popular.

The design of the double-membrane gas storage tank consists of three, high-strength fabric-backed membranes. A galvanized steel ring fixes them onto the reinforced slab which forms the foundation. The base membrane seals the gas space on to the foundation. The internal one takes up the biogas – depending on the filling capacity, its tension increases or decreases. The outer membrane is kept under constant tension by an explosion-proof support air blower. Thus, a solid, resistant outer skin is established which can withstand atmospheric influences, stabilizes the structure and protects the storage tank membrane on the inside. In addition, a safety valve protects the system against excessive pressure. Hundreds of biogas storage tanks are now being operated safely all over the world, even under extreme climatic conditions.

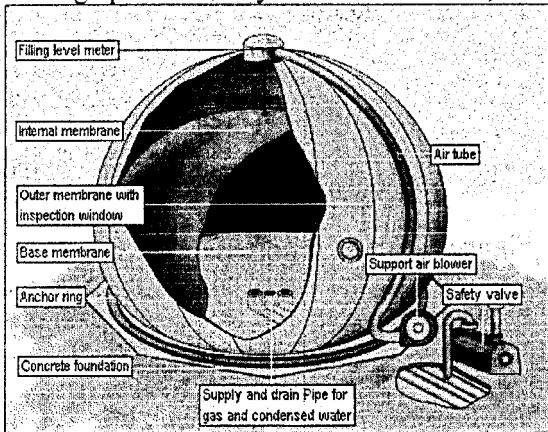


Figure 1 – The double-membrane gas storage tank

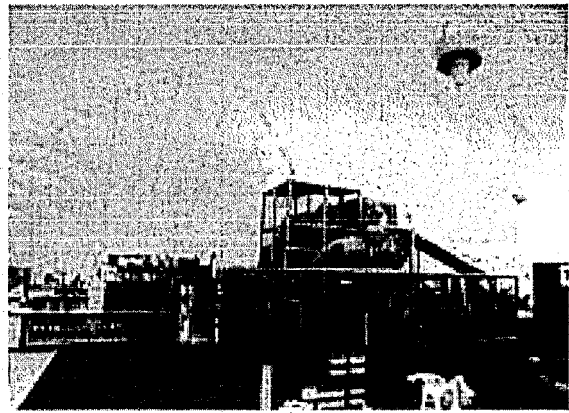


Figure 2 – Inside the family entertainment center

They are also a lot of military applications of air supported halls: radar installations; chemical, biological and radiological protection centers; tanks and military cars garages (even for huge trucks and equipment); hangars.

A rapidly growing application in USA is pneumatic family entertainment center.

Day or night in any weather, kids or the entire family enjoy a variety of activities under air supported domes. Centers could be build near of big supermarkets or house districts and helped organize entertainment for their clients or inhabitant. Firms have sold them including an amusement equipment.

Pneumatic constructions have many different applications, but they are the most often used as sport halls. Majority existing air halls were erected to cover tennis courts and different sport's spaces like: swimming pools, athletes training places, ice rinks, golf driving ranges, basketball practice fields etc.

Traditional air-supported hall had only one coat. Such membranes are still producing, especially for industrial applications but today three coat halls with external nets of steel cables have become the most popular in the world. The bearing coat is made of PVC dragged with special fibre (eg: Low Wick) is resistant to permanent stress, the isolating course has a blister construction and the protective coat is UV-resistant. Outer and inner membranes are made of fungus- and microbe-resistant fabrics. These three layers are fixed to external nets of steel-lines by pressure of air. Lines take up static forces and transfer them by means anchors to the ground.

This type construction has many advantages in comparison to the older halls with only one coat and without any lines; they have better stability during extreme weather conditions (strong winds, storms); system of standings out in relief improves acoustics in the hall; three coats give very effective thermal isolation, and finally this type of halls is more durable, prolonging its working life.

Air architecture is developing dynamically, especially in USA. There exist a lot of firms offering to provide complete air halls: from design to erecting of complete hall. A good example is The Farley Group, a construction company which undertook 12 halls in 2002 and 21 halls in 2003.

In 90's that only a dozen large pneumatic constructions were in use in Poland. The majority of them are sport halls (for example: covers over swimming pools: in Inflancka st. in Warsaw and at the "Olimpia" club in Łódź; covers over tennis courts: near the Wisłostrada and in Żwirki i Wigury st. in Warsaw, in Słowiańska st. in Poznań and in Sierosławiec near Poznań). As well as an unknown number of small objects, realized by private investors. The total number of all pneumatic objects existing at that time could be approximately estimated at less than one hundred. Air halls are treat as temporary objects in Poland, so they do not require planning permission to build. It is for this reason that the data we could receive from the provincial and regional offices of the departament of architecture and town-planning were incomplete.



Figure 3 – Inside the air-supported sport hall

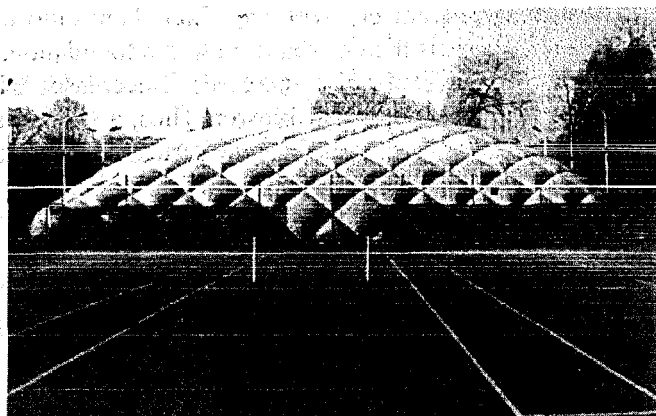


Figure 4 – Three coat tennis hall with external nets of steel cables



Figure 5 – The tennis hall in Chorzów (Poland)

Today the number of pneumatic structures in Poland is increasing slowly. There seems to be a pattern: the number of halls is increasing in those cities where hall have been built that in those cities where in the past (eg. there are 7 air sports halls now in Poznań), but there are some provinces where this type of construction is still unknown. So even today there is a need to popularize pneumatic structures in our country, letting more people know about their advantages and wide range of possible uses.

REFERENCES

1. T. Domagała: Hala Pneumatyczna na Krakowskich Błoniach. Kalejdoskop Budowlany, marzec 2004.
2. J. Filipkowski: Wybrane realizacje z przekryć pneumatycznych oraz związane nimi problemy konstrukcyjne. Materiały II Konferencji Naukowej „Konstrukcje Ciężnowe i Wiotkie Powłoki” Rydzyna 1983.
3. F. Otto: Pneumatische Konstruktionen, Ratgeber. Stuttgart 1983.
4. A. Repelewicz, E. Ochocka: O konstrukcjach pneumatycznych. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo. Częstochowa 2000.
5. J. Schlaich, R. Bergerman, W. Sobek: Tensile Membrane Structures. Bulletin-of-the-international-Association-for-Shell-and-Spatial-Structures v.31, no 102/103, p 19-32.
6. A. Tarczewski: Dlaczego celowe jest stosowanie konstrukcji pneumatycznych? Przegląd Budowlany nr 4 1981r.
7. Web site: www.airbldg.com.
8. Web site: www.architekci.pl.
9. Web site: www.ceno-tec.de.
10. Web site: www.esa-dopme.com.
11. Web site: www.fabricarchitecture.com.
12. Web site: www.interhall.pl.
13. Web site: www.thefarleygroup.com.

УДК 624.012

Тур В.В., Щербач А.В.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ УГЛА НАКЛОНА ДИАГОНАЛЬНЫХ ТРЕЩИН ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

В соответствии с требованиями новых норм проектирования железобетонных конструкций [1, 2] площадь сечения растянутой продольной арматуры, размещаемой в приопорных сечениях (в частности неразрезных конструкций) следует рассчитывать по огибающим эпюрам изгибающих моментов, построенным с учетом влияния поперечных сил. Влияние поперечной силы выражается через приращение усилия ΔF_{st} в продольной растянутой арматуре. Величина продольного усилия с учетом приращения ΔF_{st} в зависимости от конструктивного решения поперечного армирования в простейшем случае норм [1, 2] определяется:

– при армировании только вертикальными поперечными стержнями (см. рисунок 1а):

$$F_{st} = \frac{M_{sd}}{z} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta, \quad (1)$$

– при армировании отогнутыми (под углом α) наклонными стержнями (см. рисунок 1б):

$$F_{st} = \frac{M_{sd}}{z} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha), \quad (2)$$

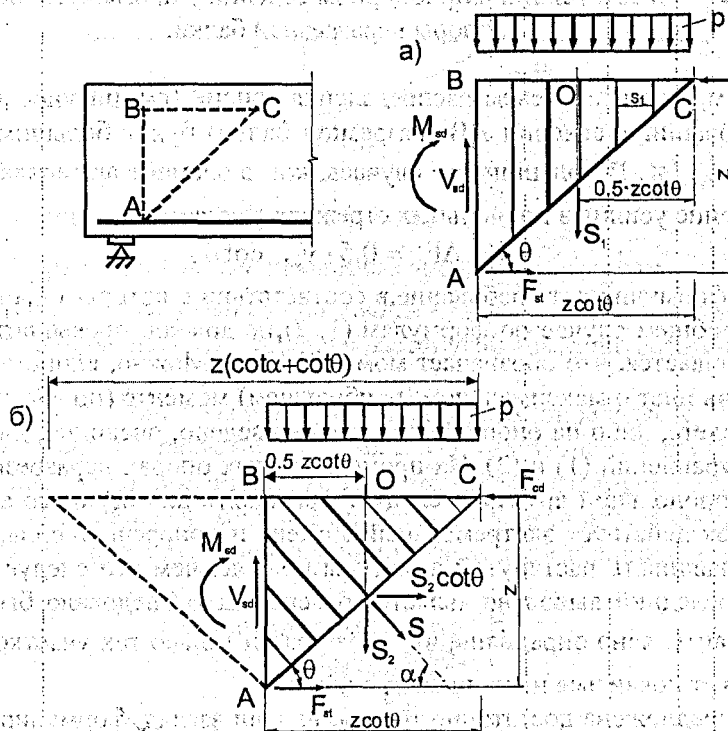


Рисунок 1 — Схема сил, действующих в наклонном сечении при армировании вертикальными стержнями (а) и отгибами (б) согласно [2, 3].

В неразрезных балках у внутренней промежуточной опоры, на которой действует отрицательный момент, вызывающий растяжение в верхнем армировании (см. рисунок 2), влияние поперечной силы может быть учтено аналитическим способом. Сумма моментов, действующих в приопорной части балки, относительно точки О составит:

$$M_{sdA} + V_{sdA} \cdot r + F_{st} \cdot z = 0, \quad (3)$$

Учитывая зависимости между внутренними усилиями в сечении АВ и нормальном сечении, проходящем через точку С:

$$M_{sd,C} = M_{sdA} + 2 \cdot V_{sdA} \cdot r - 2 \cdot p \cdot r^2,$$

$$V_{sd,C} = V_{sdA} - 2 \cdot p \cdot r,$$

получаем:

$$F_{st} = -\frac{M_{sd,C}}{z} + 0.5 \cdot V_{sd,C} \cdot \cot \theta, \quad (4)$$

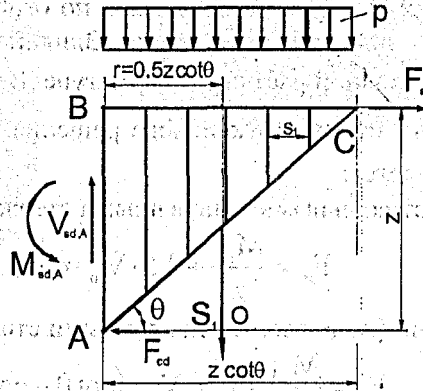


Рисунок 2 – Схема усилий в приопорном сечении у промежуточной (внутренней) опоры неразрезной балки.

Таким образом, из анализа схем распределения усилий (см. рисунок 1, 2) видно, что усилие в продольном армировании в сечении АВ (разрезной балки) будет большим, чем это получается из уравнения изгиба M_{sd}/z . В большинстве случаев, когда элемент армирован только вертикальными стержнями, приращение усилия в продольных стержнях равняется:

$$\Delta F_{st} = 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta, \quad (5)$$

Нормы [1, 2] формулируют требование, в соответствии с которым усилие в растянутой арматуре, определенное в общем случае по формулам (1, 2), не должно превышать $M_{sd,max}/z$. При этом совершенно не оговаривается, что обозначает момент $M_{sd,max}$. Можно, единственно, предположить, что здесь, очевидно, речь идет о максимальном (наибольшем) моменте (по абсолютной величине), действующем либо в пролете, либо на опоре. Ограничение введено, очевидно, для исключения механического применения уравнений (1) и (2). На промежуточных опорах неразрезных балок трещины приращения усилий в продольной арматуре следует применять для верхнего армирования, так как над опорами таких балок действует экстремальный момент и поперечная сила. В результате на опорах следовало бы устанавливать растянутой арматуры больше, чем это следует из расчета на опорный момент. Однако последний вывод не является бесспорным. Следовало бы принцип суммирования ΔF_{st} несколько развить, ясно определив, что касается он только тех участков неразрезной конструкции, на которых могут появиться наклонные трещины.

В работе [3] предложена достаточно точная, на наш взгляд, формулировка принципа суммирования дополнительного усилия в продольной растянутой арматуре.

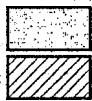
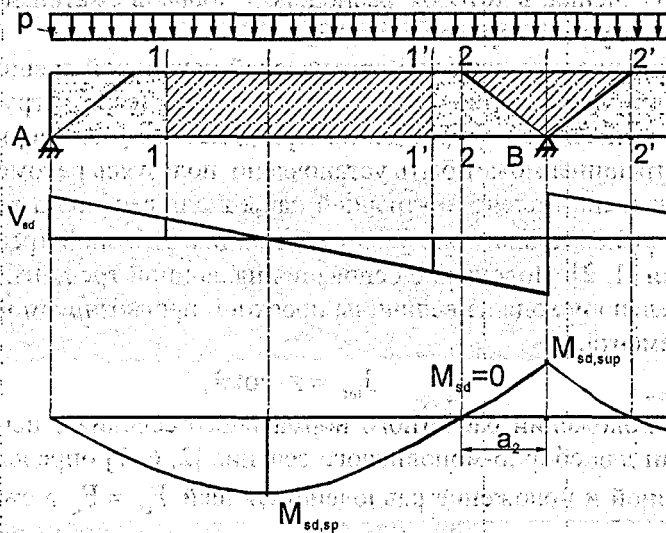
Влияние поперечной силы на величину усилия в продольной растянутой арматуре необходимо учитывать только в том случае, если в сечении с расчетным изгибающим моментом M_{sd} и поперечной силой V_{sd} может произойти исчерпание несущей способности по диагональной трещине, наклоненной под углом θ к продольной оси элемента.

При этом для восприятия действующего усилия:

$$F_{st} = \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| + |\Delta F_{st}|, \quad (6)$$

следует устанавливать расчетное количество армирования, обеспечивая его надлежащую анкеровку с обеих сторон от рассматриваемого наклонного сечения. Таким образом, нет необходимости применения ф. (6) для тех участков балок, в которых доминируют нормальные трещины.

Как видно из схемы, представленной на рисунке 3, на участке А-1 любая наклонная трещина генерирует прирост усилия ΔF_{st} в продольной арматуре, а на участке 1-1' появление наклонных трещин маловероятно. На этом участке нет необходимости в применении принципа «суммирования». На участке 1'-2 опять же возможно образование наклонных трещин и разрушение по наклонному сечению, что должно быть учтено «суммированием» усилий. Очевидно, что наибольший прирост продольного усилия ΔF_{st} будет генерирован при образовании трещины 2-В. Вместе с тем на отрезке 2-2' принято, что наклонные трещины появиться не могут.



— участки возможного образования наклонных трещин;
 — участки, на которых образование наклонных трещин маловероятно.

Рисунок 3 – Схема размещения расчетных участков, для которых следует учитывать влияние поперечной силы на прирост продольного ΔF_{st} усилия в растянутой арматуре согласно предложений [3]

При ближайшем рассмотрении уравнения (6) по которому определяется усилие в растянутой арматуре, видно, что при принятых расчетных схемах плечо внутренней пары сил z следует определять для сечения в вершине наклонной трещины. При этом, принимаемый в расчетах угол θ представляет, по существу, угол наклона прямой, соединяющий точки приложения равнодействующих в растянутой арматуре и сжатой зоне бетона над вершиной наклонной трещины (см. рисунок 4).

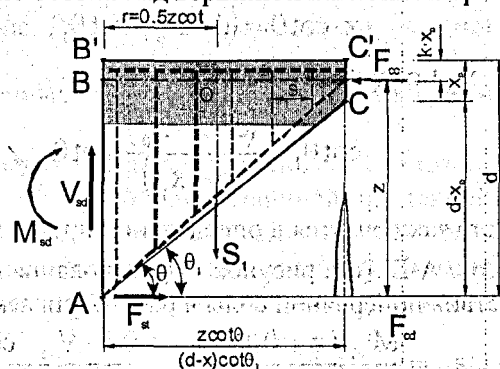


Рисунок 4 – К определению угла наклона диагональной трещины в расчетном сечении

Таким образом, с учетом сформулированных замечаний, усилие в растянутой арматуре у основания наклонной трещины следует записать:

$$F_{st} = \frac{M_{sd,A}}{(d - kx_p)} + 0.5 \cdot V_{sd,A} \cdot \cot \theta \quad (7)$$

Рассматривая проекцию всех сил, действующих в сечении (при отсутствии продольного усилия) можно записать:

$$F_{st} = F_{cc} \quad (8)$$

или:

$$F_{cc(c)} = \frac{M_{sd,A}}{(d - kx_p)} + 0.5 \cdot V_{sd,A} \cdot \cot \theta \quad (9)$$

Следовательно, для определения угла наклона диагональной трещины следует установить положение нормального сечения, в котором равнодействующая в сжатой зоне $F_{cc(c)}$ равняется усилию в растянутой арматуре F_{st} с учетом приращения ΔF_{st} .

Делая предположение, что вершина критической наклонной трещины расположена в сечении, проходящем через точку приложения сосредоточенной силы (если нагрузка на элемент приложена в виде последней) задача несколько упрощается. При действии равномерно распределенной нагрузки положение вершины трещины может быть установлено пользуясь рекомендациями [4, 5].

В первом приближении плечо внутренней пары z для сечения в вершине наклонной трещины может быть принято $z \approx 0.8d$, а значение угла наклона диагональной трещины θ в интервале, рекомендованном нормами [1, 2]. Положение основания наклонной трещины по длине расчетного пролета может быть определено исходя из величины проекции прогнозируемой наклонной трещины на горизонтальную ось элемента:

$$l_{inc} = z \cdot \cot \theta, \quad (10)$$

При известном положении расчетного нормального сечения с использованием уравнений деформационной модели для сборно-монолитного сечения [2, 6, 7] определяют высоту сжатой зоны x_p над наклонной трещиной и положение равнодействующей $F_{cc} = F_{st}$ в сжатой зоне. Получив тем самым и новое значение плеча внутренней пары сил z , уточняют по ф. (10) положение основания наклонной трещины по длине рассматриваемого участка и, соответственно, значение равнодействующей в продольной растянутой арматуре F_{st} по ф. (9). Сравнивают значения равнодействующих в сжатой зоне сечения над вершиной наклонной трещины F_{cc} и в растянутой арматуре. Если полученные значения отличаются больше некоторого установленного критериального значения, характеризующего точность расчета, вычисления повторяют. На новой итерации изменяют величину внутренней пары сил z . Расчет повторяют до тех пор, пока значения внутренней пары сил z (либо высоты сжатой зоны над вершиной наклонной трещины x_p) на предыдущей и последующей итерациях не будут отличаться друг от друга на принятую величину невязки.

При установленных параметрах сжатой зоны над наклонной трещиной и положения основания наклонной трещины определяют значение угла θ_1 наклона диагональной трещины из равенства проекции наклонной трещины на продольную ось элемента (см. рисунок 4):

$$z \cdot \cot \theta = (d - x_p) \cdot \cot \theta_1, \quad (11)$$

или учитывая, что $z = (d - k \cdot x_p)$ получаем:

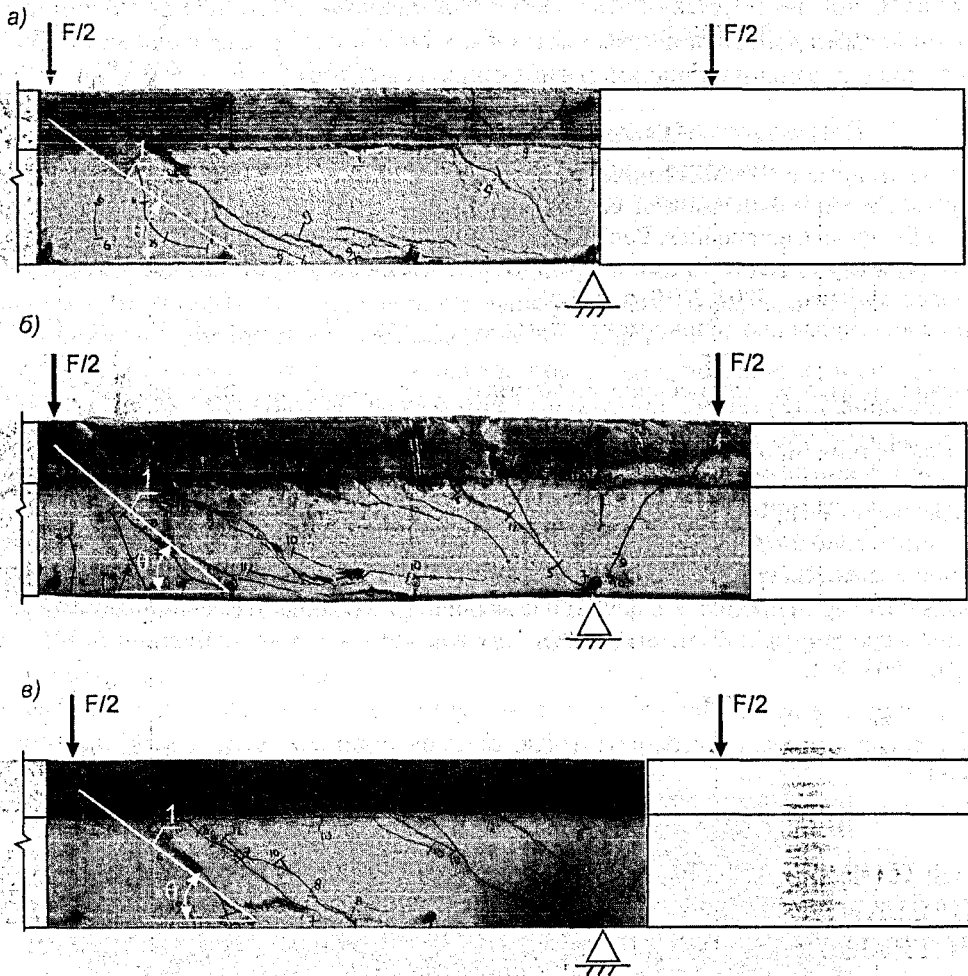
$$\cot \theta_1 = \frac{(d - k \cdot x_p)}{(d - x_p)} \cdot \cot \theta \quad (12)$$

Следующий этап расчета заключается в определении продольных деформаций ϵ_x в растянутой продольной арматуре в сечении А-В' (см. рисунок 4) (у основания наклонной трещины) на основании положений [1] с учетом действия поперечной силы в рассматриваемом сечении:

$$\epsilon_x = \frac{M_{sd} / z + 0.5 \cdot N_{sd} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_s} \quad (13)$$

Затем на основании положений [8] по таблице значений θ , определенных как функция продольных деформаций ϵ_x и относительного уровня касательных напряжений τ / f_c' , при известных ϵ_x

и τ/f_c' находят угол наклона трещины θ и сравнивают его с полученным θ_1 . Отличие между полученными значениями углов не должно превышать принятое критериальное значение. В случае, если условие не выполняется, производят новую итерацию.



1 - наклонная трещина.

Рисунок 5 – Прогнозируемое положение наклонной трещины в балках серии Б-I (а), Б-II (б), Б-III (в)

На новой итерации изменяют угол наклона θ прямой, соединяющей равнодействующую в растянутой арматуре и сжатом бетоне. Расчет выполняют до тех пор, пока не будет выполнено ранее описанное условие.

В расчете прочности наклонных сечений следует использовать полученное значение угла наклона диагональной трещины θ_1 .

Следует отметить, что в представленных уравнениях не учитывается величина составляющей поперечной силы, действующей в сжатой над вершиной наклонной трещины V_{cd} . Для сборно-монолитных сечений при установленном положении нейтральной оси (сжатой зоны сечения) составляющая V_{cd} может быть рассчитана с использованием положений, изложенных в наших работах [7]. В некоторых случаях учет V_{cd} может существенно повлиять на величину предельного усилия, воспринимаемого наклонным сечением.

С использованием сформулированных предложений был выполнен расчет сборно-монолитных неразрезных балок с монолитной частью из напрягающего бетона. Конструкция и результаты испытаний опытных балок подробно представлены в работе [8].

Результаты расчета значений угла наклонной критической трещины по предложенной методике:

- для балок серии Б-I - $\theta = 34,6^\circ$,

- для балок серии Б-II - $\theta = 37,4^\circ$
- для балок серии Б-III - $\theta = 36,29^\circ$

Графическое сравнение опытных и расчетных значений углов наклона критической трещины для испытанных сборно-монолитных балок показано на рисунке 5. Как видно из представленного сравнения, предложенная методика определения углов наклона критической трещины дает хорошее совпадение с опытными данными и позволяет повысить точность расчета наклонных сечений сборно-монолитных балок с двузначной эпюрой изгибающих моментов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01 «Бетонные и железобетонные конструкции» - Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. - 139 с.
2. ENV 1992-1-1, Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Building». - Comission of European Communities, Dec 1991. p.253.
3. Knauff M. Wplyw sily poprzecznej na zbrojenie podluzne belek zelbetowych - uwagi o zasadach konstruowania // Inzynieria I Budownictwo. -2004. №10, p. 549-552.
4. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций/ Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1989.— 73 с.
5. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций, под ред. проф. А. Б. Голышева - Киев, Будівельник, 1987, - 220 с.
6. Тур В.В., Кондратчик А. А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. - Брест: изд. БГТУ, 2000 - 400 с.
7. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Щербач А.В. Общий метод расчета сборно-монолитных балок с неупругими связями сдвига при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил// Вестник БГТУ. Строительство и архитектура.- 2004. №1.
8. Щербач А. В. Экспериментальное определение прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов// Вестник БГТУ. Строительство и архитектура.- 2003. №1.

УДК 624.012.464.4

Образцов О.Л.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ НА ПРИМЕРЕ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ (ОПЫТ ГЕРМАНИИ)

ВВЕДЕНИЕ

В недалеком прошлом строители большим нагрузкам пытались противопоставить большие размеры сечений конструкции и большие прочностные характеристики материалов. Это продолжалось до того времени, пока не возникла идея о том, чтобы нагрузке противопоставить нагрузку. Это было начало предварительно напряженных конструкций [1].

Отдельную группу предварительно напряженных конструкций составляют конструкции без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Несмотря на реализацию уникальных проектов с использованием таких конструкций (например, Останкинской телевизионной башни в г.Москве), применение их было ограничено по следующим причинам: отсутствие адекватных методов расчета, надежных анкерных систем и систем создания предварительного напряжения, способов защиты напрягаемой арматуры от агрессивных воздействий.

Предварительно напряженные конструкции, у которых напрягаемая арматура не имеет сцепления с окружающим ее бетоном, относятся к специфическим конструкциям, для которых практическое применение намного опередило теорию их расчета.

В послевоенные годы при постоянно возрастающих объемах нового строительства в Европе имела место обширная конкуренция при выборе конструктивных решений и методов их исполнения для мостовых конструкций. В 50-е годы разрабатывались нормативные документы для предварительно напряженных мостов. В первую очередь применялись предварительно напряженные конструкции с последующим инъецированием каналов, которое обеспечивало сцепление напрягаемой арматуры и бетона. При использовании и развитии этих конструкций естественно появлялись проблемы. Между

тем накопленный международный опыт и известные недостатки такого рода конструкций в середине 80-х годов содействовали проявлению интереса к конструкциям с внешним предварительным напряжением. [2, 3]

По конструктивному решению принято рассматривать предварительно напряженные элементы с внешней напрягаемой арматурой, располагаемой вне тела бетонного сечения и элементы, в которых напрягаемые стержни размещают в заранее выполненных каналах без последующего инъецирования последних цементным раствором [4].

1. ПРИМЕРЫ ВОЗВЕДЕНИЯ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. Виадук «Verbke», земля Заарланд, Германия

Одним из самых больших событий в области новостроек скоростных автомагистралей Германии явилось строительство автомагистрали BAB A46 в Заарланде.

В 1986 году фирма Karl Schäfer Ko. GmbH получила заказ на строительство виадука «Verbke», который был первым транспортным сооружением, выполненным названной фирмой из пролетных конструкций с внешним предварительным напряжением (см. рис.1).

Строители предложили использовать технологию пошагового возведения и создания предварительного напряжения. Проект виадука был разработан Prof. Dr.-Ing. J. Eibl [2]. Напрягаемая арматура располагалась в элементах коробчатого сечения прямолинейно-внешним образом по отношению к бетону. Для создания предварительного напряжения была использована система BBRV-SUSPA [5], которая позволила создать усилие преднапряжения 2430 kN. Напрягаемая арматура, не имевшая сцепления с бетоном, была заанкерена в железобетонных пилястрах толщиной 1.6м. В них же была выполнена стыковка внахлестку напрягаемой арматуры, не имевшей сцепления с бетоном (рис. 2).

Мост сооружался поточным методом при длине отдельных секций 22,5 м. Поперечные диафрагмы жесткости и поперечные опоры для железобетонных пилястр бетонировались одновременно с участками, к которым они принадлежали [5].

Напрягаемая арматура имела двойную длину такта и устанавливалась как сборный напрягаемый элемент в соответствии с проектом производства работ, разработанным при возведении пролетных строений моста.

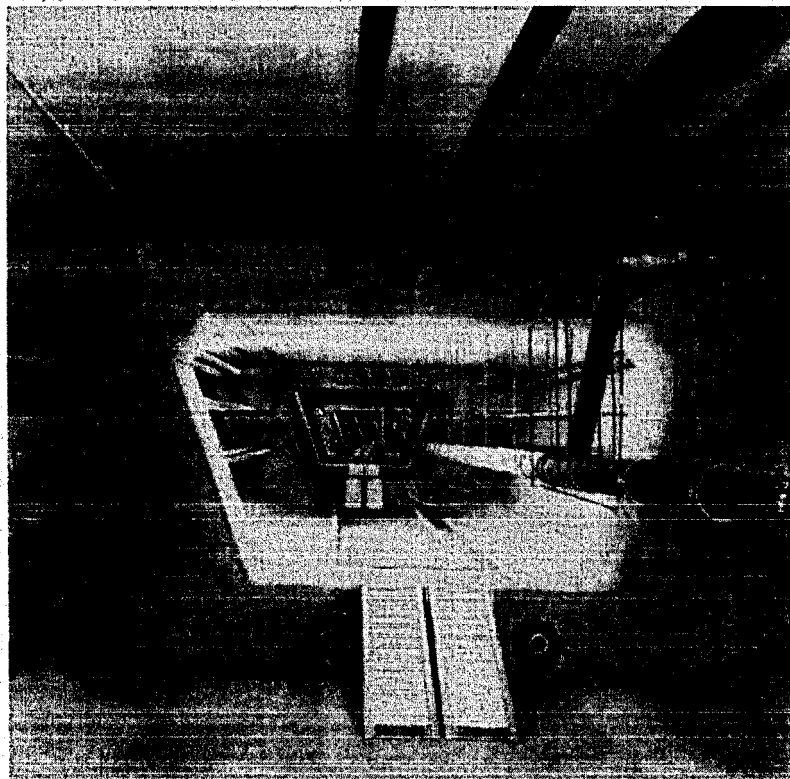
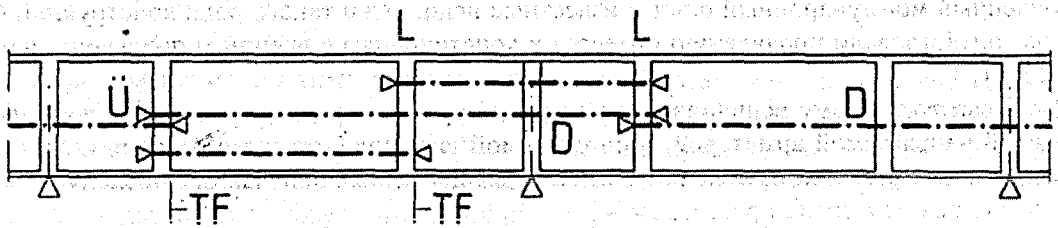


Рисунок 1 – Виадук «Verbke», коробчатое сечение с внешними продольными предварительно напряженными стержнями [5]



(L – преднапряженная железобетонная пилястра, Ü – стык внахлестку, D – трассировка, TF – шаг)

Рисунок 2 – Схема расположения напрягаемых стержней в конструктивном решении виадука «Verbke» [5]

Расчет пролетного строения моста производился в соответствии с концепцией, которая в Германии до сих пор не получила большого применения: создание частичного преднапряжения (DIN 4227-2) и предварительного напряжения арматурными элементами, не имеющими сцепления с бетоном (DIN V 4227-6). При этом особое внимание было уделено ограничению ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах пролетного строения. Результат был достигнут путем выбора соответствующего расхода арматурной стали (коэффициента продольного и поперечного армирования бетонного коробчатого сечения).

Диск проезжей части в поперечном направлении был также преднапряжен при помощи арматуры, не имеющей сцепления с бетоном (с забетонированными элементами системы VSL-MONOLITZEN [5]). Напрягаемая арматура выступала за анкерное устройство. Выступающий конец арматурного элемента не отрезался после создания преднапряжения, а оставался защищенным от коррозии в пределах каналообразователя. Поверх выпуска устраивалось съемное защитное покрытие из бетона (рис. 3). Это позволяет регулировать величину обжатия бетона на свободном участке диска проезжей части в процессе эксплуатации. Для этого достаточно демонтировать защитное бетонное покрытие.

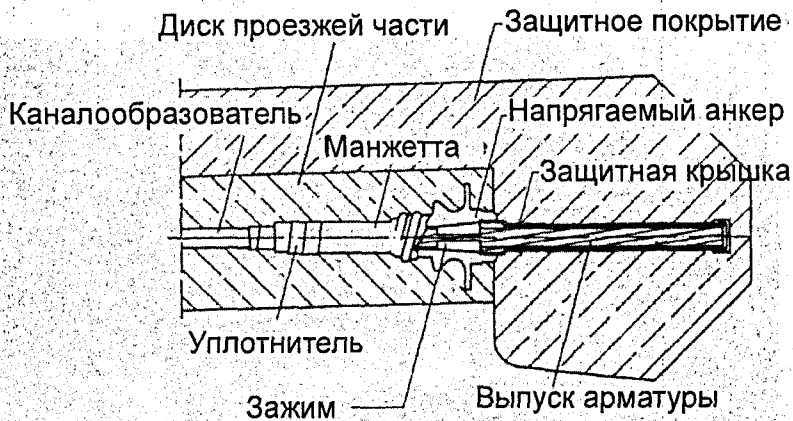


Рисунок 3 – Схема размещения анкера (VSL-MONOLITZEN [5]) при создании предварительного напряжения в поперечном направлении диска проезжей части моста при использовании напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном

1.2. Мост „Strothetalbrücke“

В 1991-1992 году был возведен виадук Strothetal (рис. 4).

Для строительства моста применялся пошаговый поточный метод ведения работ. Предварительное напряжение пролетных конструкций достигалось при использовании напрягаемой арматуры как со сцеплением, так и без сцепления с бетоном.

Напрягаемая арматура с последующим инъецированием каналов устанавливалась в диске основания проезжей части. Дополнительно использовались напрягаемые стержни без сцепления арматуры с бетоном (тип SUSPA VI [9]), которые обеспечивали обжатие в поперечном направлении.

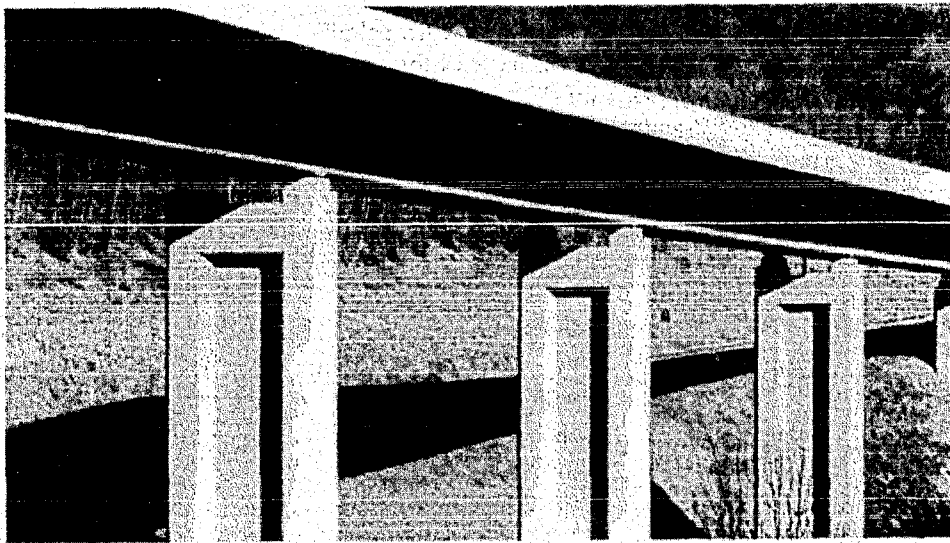
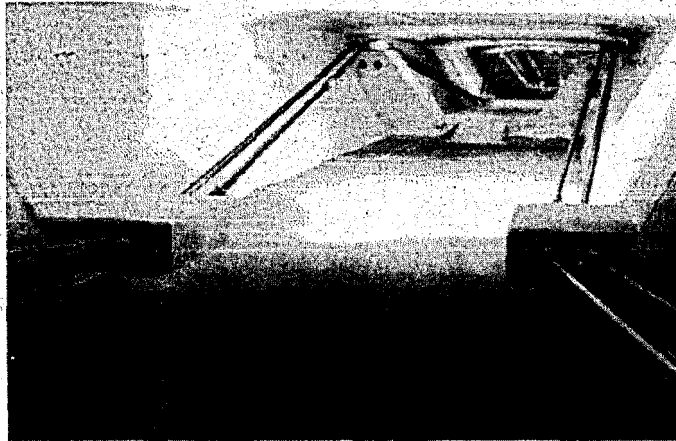


Рисунок 4 – Фрагмент моста Strothetalbrücke

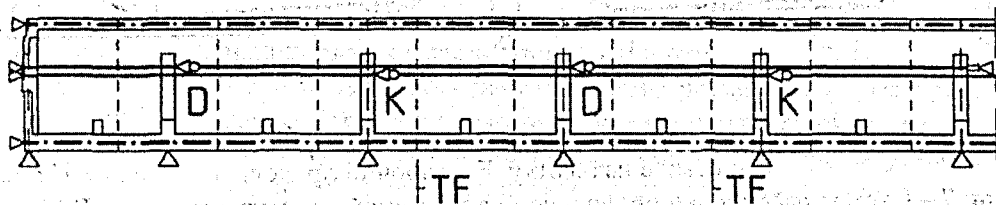
В завершающей стадии возведения моста напрягаемые стержни, которые располагались внешне по отношению к бетонному сечению, извлекали; через специально устроенные подушки в опорах и в середине пролета изменяли направление их трассировки и вновь выполняли натяжение арматурных элементов, располагавшихся ранее горизонтально (рис. 5).

При этом строительстве были апробированы все теоретические возможности внешнего предварительного напряжения: сброс силы натяжения, демонтаж напрягаемой арматуры, соединение, повторная сборка, натяжение, последующее натяжение.

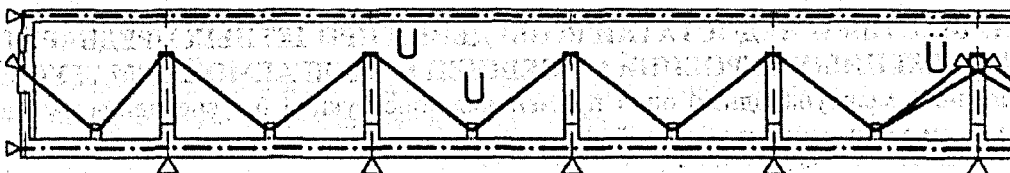
а)



б)



в)



(К – соединение, D – трассировка, TF – шаг, U – отклонение, Ü – стык)

Рисунок 5 – Общий вид (а) и принципиальные схемы размещения напрягаемых стержней в стадии возведения (б) и стадии эксплуатации (в) моста Strothetalbrücke [9]

1.3. Виадук „Rümmecke“

В 1996 фирма Karl Schäfer-Ko. приступила к строительству виадука «Rümmecke» по проекту, разработанному профессором Dr.-Ing. J. Eibl [2].

В отличие от обоих вышеназванных мостов с поэтапным возведением, было предложено на каждом этапе строительства применять опалубочный каркас (рис. 6). Для этого использовалась передвижная опалубка.

Продольная напрягаемая арматура при трассировке отгибалась через отгибающие устройства, размещаемые в подпятовой балке и в четверти рабочего пролета. Сопряжение напрягаемых элементов осуществлялось внахлестку (рис. 7, 8).

Пролетное строение моста было рассчитано с использованием положений теории частичного преднапряжения и предварительного напряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном (DIN V 4227-6).

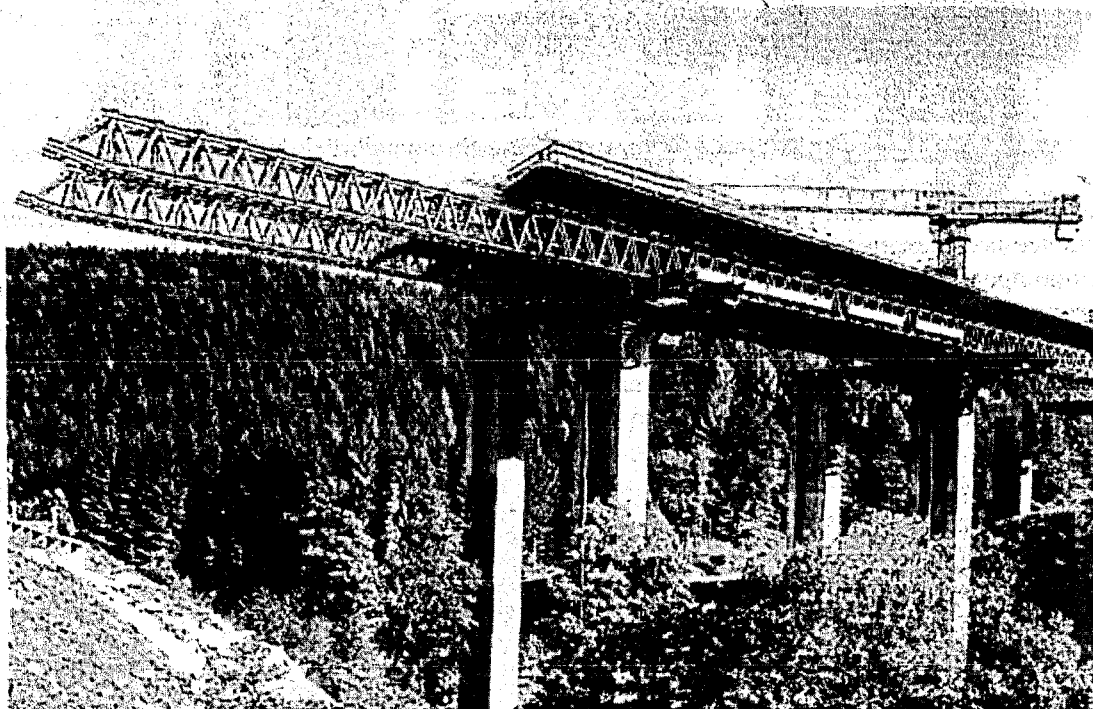
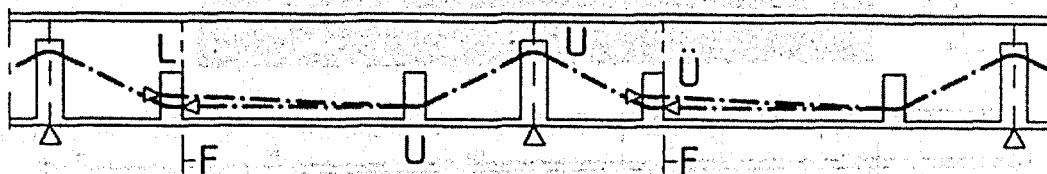


Рисунок 6 – Виадук „Rümmecke“. Возведение пролетного строения виадука с использованием передвижной опалубки [10]



(L – преднапряженная железобетонная пилястра, U – отклонение, Ü – стык в нахлестку, F – рабочий пролет)

Рисунок 7 – Схема трассировки продольной напрягаемой арматуры виадука «Rümmecke»

2. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ ВОЗВЕДЕНИЯ ПРОЛЕТНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТРОЕНИЙ С ВНЕШНЕЙ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

Накопленный международный опыт применения конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном указывает, что данный тип конструкции является для строительства технически возможным.

Опираясь на рассмотренные примеры конструктивных решений пролетных строений виадуков можно выделить следующие преимущества и недостатки, которые имеют место при возведении мостов с внешней предварительной затяжкой и коробчатым поперечным сечением [6, 10]:

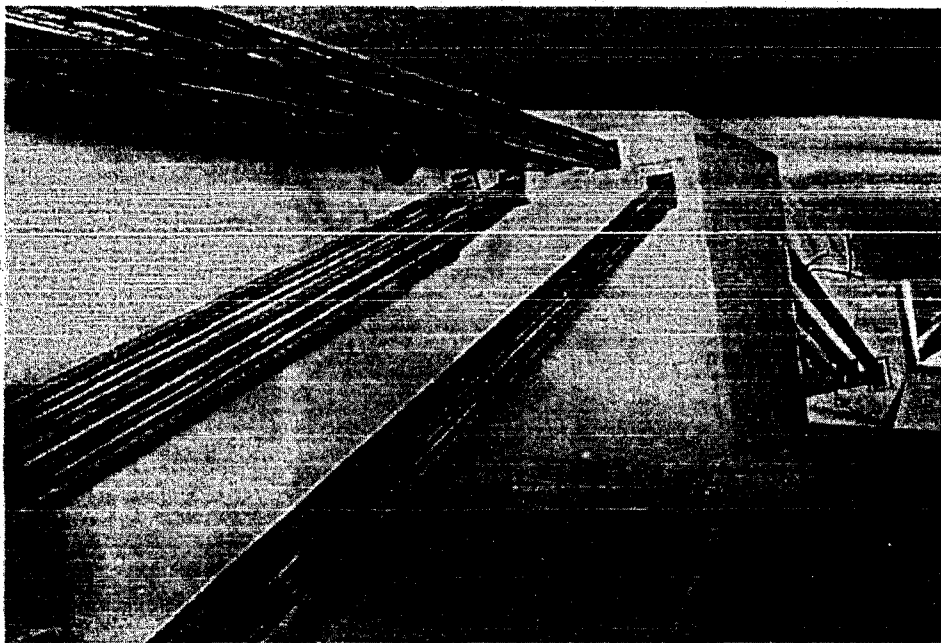


Рисунок 8 – Виадук «Rümmeske», коробчатое сечение с внешними продольными напрягаемыми элементами VT-CMM-D [10]

Преимущества:

- 1. Устройство перегородок жесткости коробчатого сечения - удобные и простые элементы, позволяющие выполнять трассировку напрягаемой арматуры.
- 2. Пролетное строение - хорошие технологические возможности при укладке и уплотнении бетона.
- 3. Диск проезжей части: - удобное с технологических позиций размещение напрягаемой арматуры,
- очень хорошие условия для укладки бетона,
- оптимальные условия уплотнения и ухода за бетоном,
- отсутствие трубок для удаления воздуха.
- 4. Напрягаемые элементы: - использование напрягаемых элементов заводского изготовления,
- заводская защита от коррозии,
- неоднократная защита от коррозии.
- 5. Возведение: - возможность выполнения работ независимо от сезонного колебания температур и погодных условий,
- возможность проведение работ зимой,
- отсутствие дополнительных работ в зонах преднапряжения.

Недостатки:

- технологические сложности, возникающие при изготовлении преднапряженных железобетонных пилястр,
- сложные технологические схемы размещения арматуры в области железобетонной пилястры и поперечной опорной балки,
- сложности, возникающие при монтаже анкерных устройств в местах отгибов при трассировке напрягаемых стержней,
- частичный отказ от использования крана, вследствие этого возросшая трудоемкость и количество работ, выполняемых вручную.

С точки зрения служб, которые ответственны за эксплуатацию мостовых сооружений, дополнительно необходимо отметить еще и следующие преимущества [7]:

- напрягаемая арматура легко инспектируется в любое время года в течение всего срока эксплуатации конструкции,
- напрягаемые элементы легко взаимозаменяемы,
- при необходимости может осуществляться дотяжка напрягаемых стержней,

- отсутствие напрягаемой арматуры в перегородках коробчатых балок,
- улучшается качество бетона перегородок и диска проезжей части, а, следовательно, и их долговечность.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Очень часто при рассмотрении конструктивных решений, в которых использованы элементы с внешней предварительно напряженной арматурой, в качестве основного недостатка выделяют повышенные издержки, необходимые для возведения такого рода конструкций. Оцениваются, к сожалению, только производственные расходы. Если, тем не менее, принять во внимание повышение качества и долговечности таких мостов, что исключает необходимость выполнения последующих усиленных пролетных конструкций и т.д., то такие конструктивные решения мостов окажутся не так дороги, как это часто кажется при первичном анализе. Если предположить, что в будущем будет возводиться все больше мостов с внешней напрягаемой арматурой, это приведет, в конечном итоге, к снижению их стоимости, а также повышению конкурентоспособности по сравнению, например, с преднапряженными мостами, у которых напрягаемые стержни имеют сцепление с бетоном.

Министерство транспорта Германии приняло конструкции с внешней предварительно напряженной арматурой в качестве стандартного типа мостовых конструкций. Это обстоятельство, в свою очередь, приветствовалось проектировщиками [8]. В заключении можно добавить, что современные стандарты качества при применении конструкций с внешней преднапряженной арматурой исключают такое определение как "дешевое решение".

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ajdukiewicz A., Mames J. Konstrukcji sprężone.- Arkady, 1982. - 431 p.
2. Eibl, J und Voss, W.: Zwei Autobahnbruecken mit externen Vorspannung. Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H.11, S.291-296.
3. Metzler, H und Schmitz, Ch.: Spannbetonbruecken mit externer Vorspannung – Historischer Rueckblick und Erfahrungen einer Strassenbauverwaltung. Bauingenieur 73 (1998), S.83-88.
4. Образцов О.Л. Прочность комбинированно предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном при действии изгибающих моментов. Дис. ... канд.техн.наук. -Брест, 2002.
5. Krautwald, W., Thormaehlen, U. Und Schuett, K.: Talbruecke Berbke, Taktschiebebruecke mit externer Vorspannung. Wiesbaden: Deutscher Betonverein e.V., Spannbetonbruecken in der Bundesrepublik Deutschland 1987-1990.
6. Krautwald, W., Thormaehlen, U.: Prestressed Concrete Bridges with external Prestressing – Experience in the Areas of Design and Construction, FIP Structural Concrete 1997-1998.
7. Standfuss, F.: Neue Entwicklungen im Brueckenbau – 8.Dresdener Brueckenbausymposium 1998.
8. Standfuss, F., Abel, M. und Haveresch, K.-H.: Erlauterungen zur Richtlinie fuer Betonbruecken mit externer Spannglieder. Beton- und stahlbetonbau 93 (1998), H.9, S.264-272.
9. Metzler, H., Peuckert, L. und Schmitz, Ch. Strothetalbruecke – Taktschieben mit interner und externer Vorspannung. Beton und Stahlbetonbau 90 (1995), H.1, S. 10-15.
10. Krautwald, W. Extern vorgespannte Bruecken – Erfahrungsbericht eines Bauausfuehrenden. Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Workschop, 5.-7. Oktober 1998, Karlsruhe.

УДК 624.074.4.014.2

Давыдов Е.Ю.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЬНЫХ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Стальные панели-оболочки разработаны для покрытий зданий и сооружений массового применения. Особенностью панелей-оболочек является геометрическая форма – гиперболический параболюид и материал пролетной конструкции – стальной профилированный настил, образующий поверхность отрицательной гауссовой кривизны (см. рис.1). Использование в панелях-оболочках поверхности отрицательной кривизны предопределяет наиболее благоприятное распределение усилий в элементах опорного контура, упрощает устройство водоотвода (отметка средней точки превышает от-

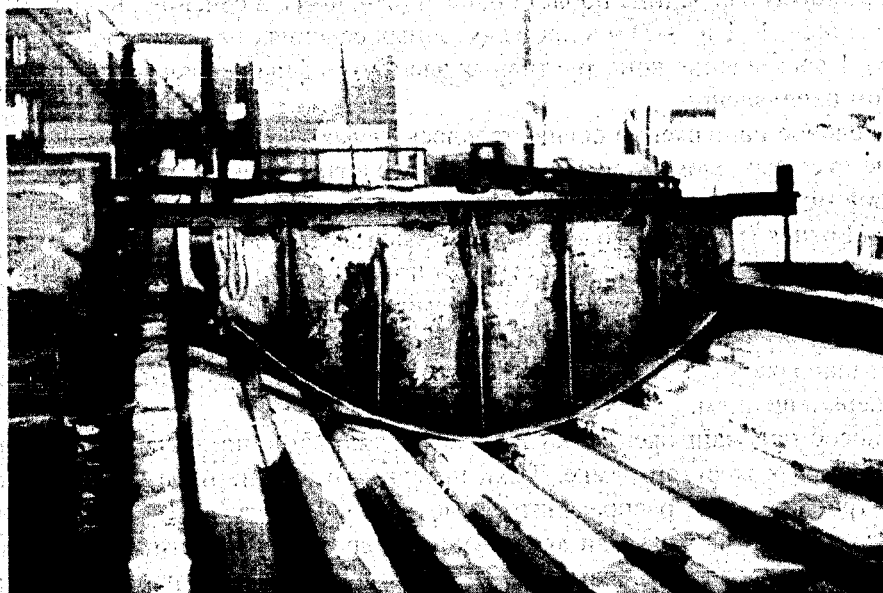
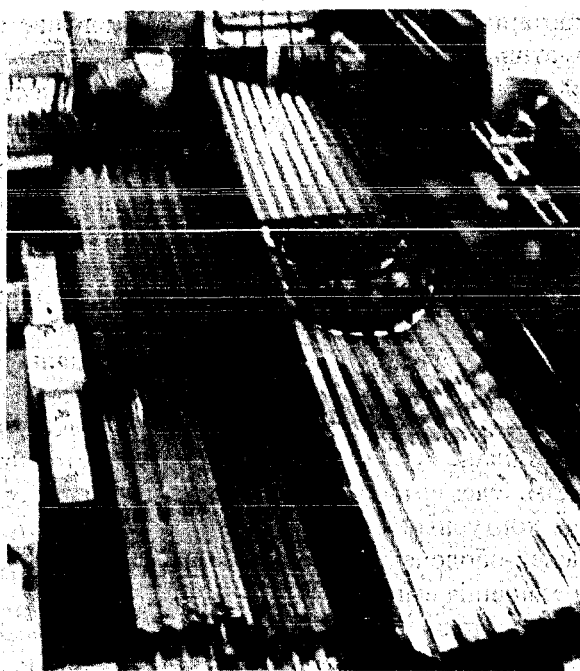


Рисунок 1 – Преднапряжение панели-оболочки с помощью штампа

метки крайних точек), обеспечивает возможность образования подстропильных конструкций с использованием поперечных элементов опорного контура панелей-оболочек. Применение профилированного настила в качестве пролетной конструкции, обладающего резкой конструктивной анизотропией, позволяет существенно уменьшить нагрузку на продольные наиболее металлоёмкие элементы опорного контура, упрощает формообразование поверхности отрицательной кривизны, исключает образование складок в нижних углах гиперболического параболоида. Панели-оболочки имеют ширину, в плане равную 3 метрам, и длину, равную пролету здания, и, таким образом, исключают необходимость использования стропильных конструкций.

По результатам проведенных исследований и по данным опытного внедрения в практику строительства можно отметить следующие преимущества покрытий из панелей-оболочек по сравнению с традиционными решениями: снижение трудовых затрат достигает 21%; расход металла уменьшается на 10-15%. По сравнению со зданиями, где по условиям эксплуатации требуется подвесной потолок, экономическая эффективность увеличивается в 2...2,5 раза. Кроме того, панели-оболочки уменьшают строительную высоту покрытия на 1...2м, что уменьшает усилия в элементах поперечной рамы здания и сокращает эксплуатационные расходы, прежде всего, расходы на отопление.

К недостаткам разработанных решений покрытий с применением панелей-оболочек можно отнести повышенную деформативность пролетной конструкции, которая проявляется при нагрузке на покрытие более 3 кПа и при пролетах более 18 м. Повышение жесткости панелей-оболочек наиболее эффективно достигается с помощью предварительного напряжения. Для изучения напряженно-деформированного состояния панелей-оболочек в процессе преднапряжения и в процессе нагружения внешней нагрузкой были проведены экспериментальные исследования.

Задачи экспериментального исследования: проверка способа преднапряжения панелей-оболочек с помощью съемных элементов и отработка технологических операций, связанных с преднапряжением; изучение напряженно-деформированного состояния панелей-оболочек на различных этапах преднапряжения; разработка конструктивных решений панелей-оболочек, обусловленных преднапряжением; определение особенностей работы преднапряженных панелей под нагрузкой; выявление предпосылок для разработки метода расчета панелей-оболочек в стадии преднапряжения.

Для проведения экспериментальных исследований использовались панели длиной 12 м и шириной 1,76 м. Размеры панелей в плане определялись размерами листов профнастила. Разность отметок углов панелей составляла 0,5 м. Элементы опорного контура были изготовлены из гнутых швеллеров сечением 160x80x4. Сечения контурных элементов назначались с учетом результатов испытаний рядовых ненапряженных панелей-оболочек. Пролетная конструкция собиралась из двух листов профнастила Н60-845-1.0. Все соединения выполнялись на болтах.

Исходя из задач экспериментальных исследований, были использованы приборы для измерения относительных деформаций и перемещений в характерных точках панелей. Тензорезисторы наклеивались в семи сечениях: в середине пролета панели (сеч. 4--4), в сечениях вблизи поперечных сторон опорного контура (сеч. 1--1 и 7--7) и в промежуточных сечениях на расстоянии $1/6$ пролета (сеч. 2--2, 3--3, 5--5 и 6--6). Перемещения конструктивных элементов фиксировались как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении.

Предварительное напряжение осуществлялось двумя способами. Первый способ предусматривал вдавливание съемных элементов (штампов) в пролетную конструкцию. В реальных условиях в качестве штампов могут быть использованы стаканы зенитных фонарей. Штампы устанавливались в третях пролета. Нижняя (рабочая) поверхность штампа имела форму квадратной параболы, т.е. форму пролетной конструкции в поперечном сечении при действии равномерно распределенной нагрузки. Вдавливание штампа производилось домкратами с использованием жесткой рамки, соединенной монтажной сваркой с продольными элементами опорного контура. Жесткая рамка не только передавала усилия преднапряжения с пролетной конструкции на опорный контур, но и препятствовала горизонтальным перемещениям.

Второй способ преднапряжения осуществлялся тяжами, с помощью которых пролетная конструкция притягивалась к жесткой рамке. Тяжи передавали усилие предварительного напряжения на пролетную конструкцию через распределительные пластины, в качестве которых могут быть использованы элементы усиления пролетной конструкции. Целью этих пластинок было распределение сосредоточенного усилия, создаваемого тяжами, на большую площадь пролетной конструкции. Преднапряжение контролировалось значениями напрягающих усилий и значениями перемещений в узлах приложения напрягающих усилий. Ниже приведены основные результаты экспериментальных исследований, характеризующие, прежде всего, качественные изменения напряженно-деформированного состояния пролетной конструкции и элементов опорного контура панелей-оболочек.

На рис. 2 приведены эпюры изгибающих моментов в пролетной конструкции при давлении в домкратах 1,75 и 3 кн. Для определения значений изгибающих моментов пролетная конструкция в поперечном направлении была условно разделена на отдельные стержни (1...7). В состав каждого стержня включена узкая полка и две половинки двух широких полок гофра: слева и справа от узкой полки гофра. Такой состав сечения условного стержня позволил в наибольшей степени снизить влияние случайных факторов, неизбежных при проведении экспериментальных исследований тонколистовых оболочек.

Как видно из приведенных эпюр, наибольшие изгибающие моменты зафиксированы в средних стержнях (в стержнях № 3, 4, 5) и наименьшие в крайних стержнях (№ 1, 7). Это объясняется, прежде всего, неравномерным распределением давления от штампов. Это обусловлено формой рабочей поверхности штампа – в начальный момент преднапряжения штамп имеет контакт только со средним стержнем и при вдавливании загружает только его. При этом другие стержни загружаются только за счет поперечной жесткости профнастила. По мере вдавливания штампа его давление распространяет-

ся на стержни, соседние с центральным, что проявляется на форме эпюр моментов - в местах передачи давления в эпюрах «М» отчетливо прослеживается изменение угла наклона. Что касается крайних стержней, то их контакт со штампом появляется в самый последний момент и давление на них не успевает достигнуть существенного значения.

В местах приложения давления от штампов изгибающие моменты имеют положительные значения (наиболее растянуты нижние полки гофров). Это прослеживается на всех стержнях, кроме крайних, где давление от штампа, как было сказано выше, не достигает существенного значения. В середине пролета каждого стержня изгибающий момент меняет свой знак: наиболее растянутыми становятся широкие (верхние) полки гофров. При отсутствии внешней нагрузки это возможно только за счет поперечной жесткости пролетной конструкции. Поперечная жесткость препятствует вертикальным перемещениям продольных стержней и сказывается тем существеннее, чем больше эти перемещения. Этим объясняется тот факт, что в средней части стержней происходит смена знаков в эпюре моментов, в то время как в сечениях 2-2 и 6-6 стержней 2, 3, 4, 5, где перемещения значительно меньше, наблюдается лишь изменение угла наклона касательных к эпюре моментов.

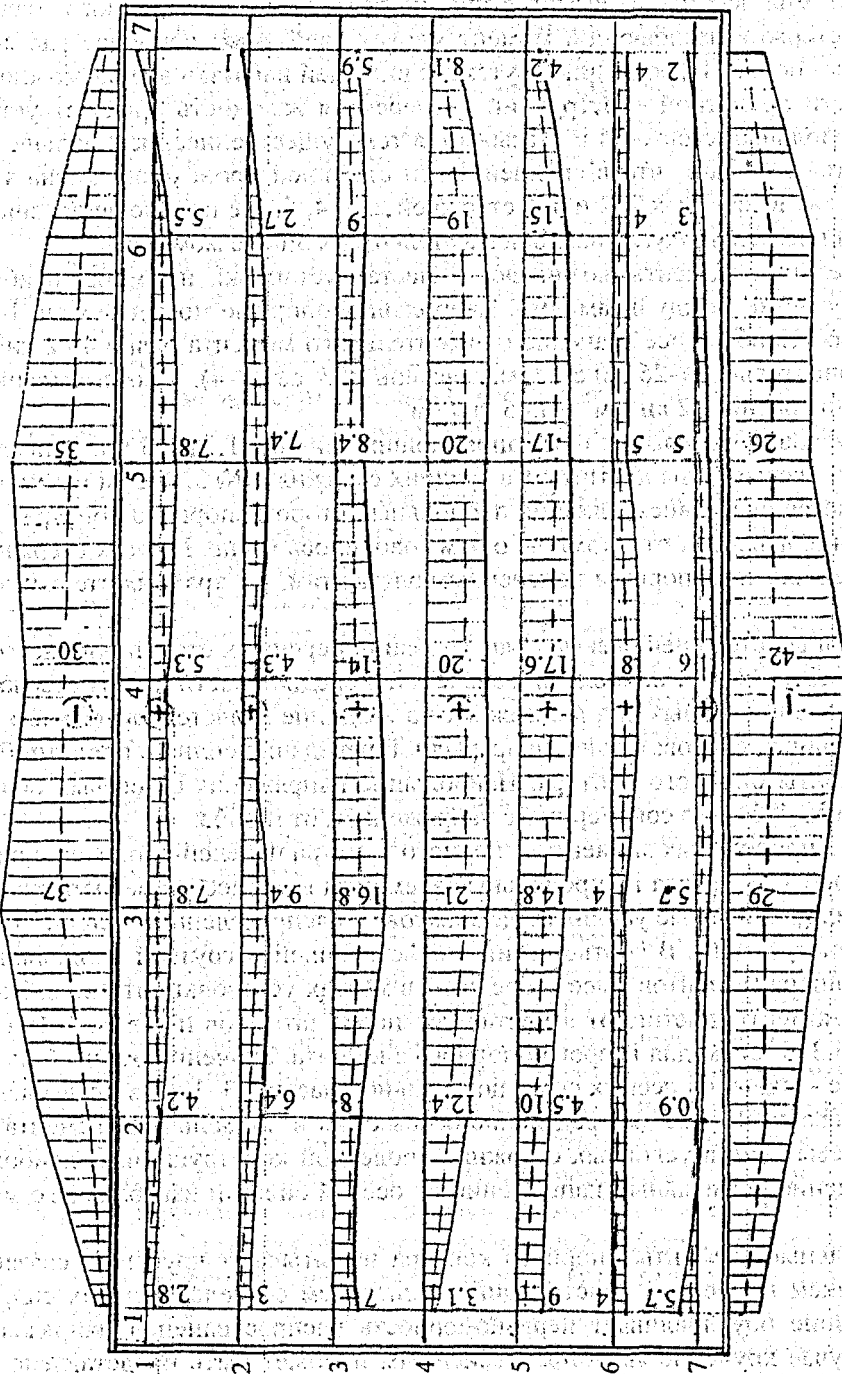
Наибольшие положительные моменты возникают в местах установки штампов, наибольшие отрицательные моменты на участке между штампами. Наибольшие опорные моменты (сеч. 1-1, 7-7) в 3-2 раза меньше пролетных. Наибольшее значение положительного момента равно 40,2 кн·см (см. стержень №4, сеч.3-3), отрицательного - 26 кн·см (см. стержень №5 сеч.4-4). Соответственно наибольшие изгибные напряжения равны 7,2 кн./см² и 4,65 кн./см².

Эпюры осевых сил в условных стержнях при напрягающих усилиях 1,75 и 3 кн. приведены на рис. 3. Наибольших значений осевые силы достигают в средних стержнях (№ 3, 4, 5) и наименьших - в крайних (№ 1, 7), что является следствием влияния продольных сторон опорного контура, а также неравномерного распределения давления от штампов, о чем говорилось выше. Во всех стержнях осевые силы убывают от средней части к опорным поперечным элементам, а в крайних стержнях растяжение переходит в сжатие.

Для наиболее напряженных стержней осевые силы вблизи поперечных сторон опорного контура (вблизи опор) составляют 13... 44% от наибольших значений в средней части длины стержня (сеч. 3-3, 4-4, 5-5). Изменение значений осевых сил в стержнях по их длине является следствием работы пролетной конструкции на сдвиг и, следовательно, непрерывной передачи усилий с пролетной конструкции на продольные элементы опорного контура. Наибольшие напряжения от осевых сил равны 6,6 кн./см² (сеч. 5-5, стержни № 4, 5), что соизмеримо с напряжением от изгиба.

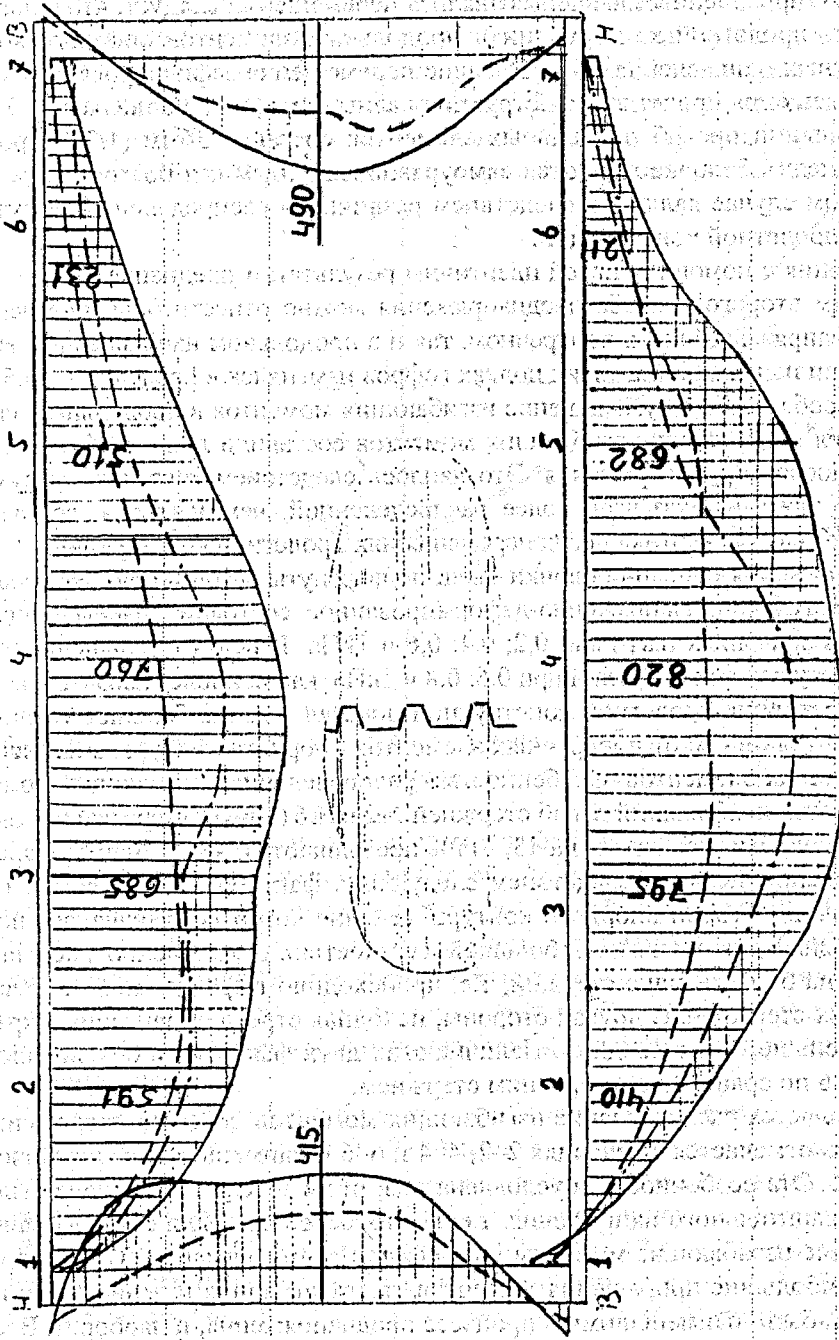
Изгибающие моменты в продольных элементах опорного контура панелей-оболочек приведены на рис. 2, а осевые силы на рис.3. Нагрузка на продольные элементы в процессе преднапряжения состоит из сосредоточенных сил (реактивные усилия от домкратов) и распределенных усилий (реактивные усилия от пролетной конструкции). В соответствии с действующей нагрузкой продольные элементы выгибаются вверх, а эпюра моментов имеет переломы в местах установки штампов. Наибольшего значения изгибающие моменты достигают в местах установки штампов и равны 341 кн·см для одного опорного элемента и 315 кн·см для второго опорного элемента. Значения осевых сил увеличиваются от краев к середине - значения осевых сил в центральной части в 3-10 раз превышают значения тех же сил у краев. Неравномерное распределение осевых сил в продольных элементах соответствует распределению осевых сил в условных стержнях пролетной конструкции. В наиболее нагруженном сечении соотношение нормальных напряжений от осевой силы и изгибающего момента составляют примерно 0,5.

Помимо изгиба, продольные элементы опорного контура испытывают кручения, связанные с внецентренным прикреплением пролетной конструкции и действием сосредоточенных сил, создаваемых домкратами. Кручение обуславливает неравномерность распространения напряжений по ширине полок. В данном случае кручение является стесненным и может быть представлено в виде бимоментов. Наибольшего значения бимомент достигает в сечениях, где были установлены штампы, что является следствием эксцентричного приложения усилий от домкратов. Наибольшее значение изгибающих моментов в плоскости полок равно 17,2 кн·см, что вызывает наибольшие напряжения, равные 4 кн./см². В рядовых панелях-оболочках при их объединении в составе покрытия напряжения, вызванные бимоментом, взаимно погашаются. Усилия в поперечных элементах опорного контура приведены на рис.2. Эпюры изгибающих моментов в горизонтальной плоскости отражают распределение усилий, передаваемых с пролетной конструкции на короткие элементы, эти усилия увеличива



— F = 3 кН; - - - F = 1,75 кН

Рисунок 2 — Эпюры осевых сил в условных стержнях пролетной конструкции и в пролетных элементах опорного контура



— при $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$; - - - при $q = 0,60 \text{ kN/m}^2$; - · - · при $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$ с учетом преднапряжения

Рисунок 4 — Эпюры изгибающих моментов в продольных и поперечных элементах опорного контура

ются от краев к середине, поэтому значения моментов увеличиваются к середине более резко, чем при равномерно распределенной нагрузке. Анализ напряженно-деформированного состояния поперечных элементов опорного контура указал на наличие крутящих моментов, что явилось следствием внецентренного приложения вертикальной составляющей опорного давления. При этом было установлено, что скручивание поперечных элементов значительно больше в верхних углах гипара, чем в нижних, что объясняется увеличением угла примыкания пролетной конструкции к этим элементам.

Перемещения пролетной конструкции, а также элементов опорного контура соответствуют эпюрам изгибающих моментов, приведенным выше. Из анализа перемещений следует, что в процессе преднапряжения перемещения пролетной конструкции и продольных элементов опорного контура происходили в противоположных направлениях. Наибольшие перемещения зафиксированы в местах установки штампов; эти перемещения пролетной конструкции равны 44мм, что составляет 1/273 пролета панели-оболочки; наибольший прогиб продольных элементов составил 36мм (1/333 пролета). Усилия преднапряжения в панели-оболочке являются самоуравновешенными, и поэтому перемещения опорного контура в данном случае являются следствием различного распределения нагрузки от напрягающих элементов и от пролетной конструкции.

Результаты преднапряжения с помощью тяжей идентичны результатам преднапряжения с помощью штампов. К особенностям второго способа преднапряжения можно отнести большую неравномерность распределения преднапряжений как в поперечном, так и в продольном направлениях. Например, коэффициент концентрации напряжений в узких полках гофров изменялся в пределах 3...5,5. Другой особенностью второго способа является уменьшение изгибающих моментов в продольных элементах опорного контура: значения наибольших изгибающих моментов составили лишь 0,75 от наибольших моментов при первом способе преднапряжения. Это явилось следствием того, что нагрузка на опорный контур, создаваемая тяжами, оказалась более распределенной, чем нагрузка, создаваемая штампами при одинаковых наибольших вертикальных перемещениях пролетной конструкции.

После создания преднапряжения панели-оболочки были подвергнуты загрузению вертикальной равномерно распределенной нагрузкой. Напряженно-деформированное состояние панелей-оболочек фиксировалось при следующих значениях нагрузки: 0,2; 0,4; 0,6 и 1кПа. В целях уменьшения объема статьи анализируются только результаты измерений при 0,6; 0,8 и 1кПа, как наиболее характерные.

Анализ напряженного состояния пролетной конструкции показал, что наибольшее увеличение напряжений произошло на расстоянии 2м от поперечных элементов опорного контура, а наименьшее — в местах установки напрягающих элементов. Особенностью распределения изгибающих моментов в пролетной конструкции является наибольший изгиб стержней №2 и №6 (номера стержней указаны на рис.2 и 3), где значения максимальных моментов на 13...17% превышают те же моменты в среднем стержне (№4). Такое распределение является следствием следующих факторов. В результате вертикальных перемещений продольных сторон опорного контура, сечение которых назначалось по предельной гибкости и, следовательно, не отличалось большой жесткостью, существенно уменьшалось их поддерживающее влияние на близлежащие стержни, т.е. происходило выравнивание по несущей способности крайних и средних стержней. С другой стороны, исходная стрела провисания в крайних стержнях была значительно меньше, чем в среднем. Наличие этих двух факторов и обусловило наибольший изгиб в стержнях 2 и 6 по сравнению со средним стержнем.

Другой особенностью является распределение изгибающих моментов по длине стержней: наибольшее приращение моментов отмечается в сечениях 2-2, 4-4 и 6-6 и наименьшее (за исключением опорных) в сечениях 3-3 и 5-5. Эта особенность обусловлена тем, что в сечениях 3-3 и 5-5 были установлены элементы для предварительного напряжения, т.е. в этих сечениях были созданы наибольшие перемещения и наибольшие изгибающие моменты в процессе преднапряжения. Таким образом, можно констатировать, что наибольшие приращения моментов, растягивающих нижние грани профнастила, отмечены там, где они были наименьшими в процессе преднапряжения, и наоборот. Все значения моментов в стержнях положительные. Исключение составляют опорные моменты в некоторых стержнях, однако их значения не существенны и обусловлены случайными факторами. Из сопоставления суммарных эпюр изгибающих моментов (преднапряжение+нагрузка) было получено, что в местах установки напрягающих элементов (штампов, тяжей) изгибающие моменты под воздействием внешней нагрузки увеличивались, а в средней части (между штампами и тяжами) отрицательные изгибающие моменты уменьшались до нуля и меняли знак.

Наибольшие значения осевых сил так же, как и изгибающих моментов зафиксированы в стержнях N 2 и 6, соответственно 21 и 22 кн, что на 20...23% превышает усилие в среднем стержне

(N 4). Причиной такого распределения осевых усилий, так же как и изгибающих моментов, являются преднапряжение и значительные вертикальные перемещения продольных сторон опорного контура. Знаки осевых сил от преднапряжения и внешней нагрузки совпадают. При этом характер распределения суммарных осевых сил не меняется. Во всех стержнях внешняя нагрузка приводит к увеличению осевых сил, вызванных преднапряжением.

На рис. 4 приведены эпюры изгибающих моментов в продольных элементах опорного контура. Распределение изгибающих моментов вдоль оси продольного элемента соответствует изгибу однопролетной балки от распределенной нагрузки. Распределение осевых сил вдоль продольных элементов опорного контура не претерпевает каких-либо изменений по сравнению с преднапряжением: наименьшие значения продольные силы имеют по краям и наибольшие посередине. Наиболее напряженным сечением является среднее (4-4). Здесь суммарное растяжение в пролетной конструкции составляет 107,2 кн., а суммарное сжатие в продольных элементах опорного контура равно 106 кн. (погрешность составляет 1,1%). В менее напряженных сечениях погрешность увеличивается и достигает 29%.

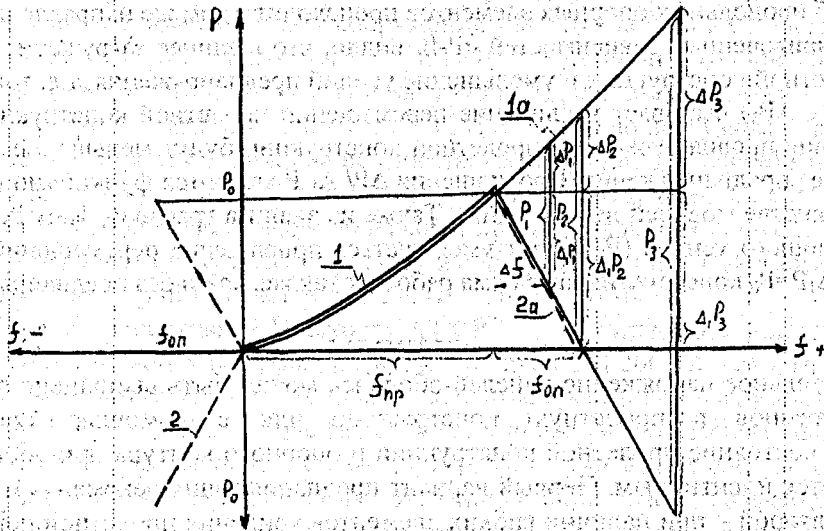


Рисунок 4 – Зависимости "нагрузка–перемещения" ($P-f$) для пролетной конструкции и продольных элементов опорного контура

На рис.4 приведены также значения изгибающих моментов в продольных элементах опорного контура. Предварительное напряжение уменьшает изгиб продольных элементов (на рис.4 уменьшенная часть изгибающих моментов обозначена двойной штриховкой). При этом наибольшее уменьшение отмечается в местах установки напрягающих элементов. Таким образом, с применением преднапряжения панелей-оболочек появляется возможность по уменьшению моментного напряженного состояния в продольных элементах опорного контура. Что же касается осевых сил, то они совпадают по знаку, и поэтому уменьшение сжатия продольных элементов опорного контура за счет преднапряжения не происходит.

Наибольшие перемещения продольных опорных элементов отмечены в середине пролета 14,5 см (с учетом обратного выгиба: 11,2). Анализ вертикальных перемещений показывает, что наиболее существенное уменьшение деформативности пролетной конструкции произошло в местах установки напрягающих элементов (сечения 3-3 и 5-5). При нагрузке 1 кн./м^2 уменьшение перемещений в сечении 3-3 составило 14...35%, при нагрузке $\approx 0,8 \text{ кн./м}^2$ – 20...42%, при нагрузке $0,6 \text{ кн./м}^2$ – 21...53%. В сечении 4-4 (между напрягающими элементами) соответственно: 3...23%; 3...28% и 5...36%. В сечении 5-5 соответственно 12...27%, 16...33%, 22,5...45%. В приведенных интервалах первая цифра относится к точкам, расположенным на расстоянии $1/4$ ширины пролетной конструкции от продольного элемента, вторая цифра относится к точке, расположенной на середине ширины пролетной конструкции. Исходя из приведенных цифр, можно заключить, что напрягающие элементы следует устанавливать в наиболее деформативных местах, и для повышения эффективности предварительного напряжения следует увеличивать значения вертикальных перемещений, достигаемых в процессе получения преднапряженного состояния.

Работу основных элементов панели-оболочки в процессе преднапряжения и в процессе нагружения внешней нагрузкой можно проиллюстрировать графиками « $P-f$ », представленными на рис.5. В про-

цессе преднапряжения, по мере увеличения усилия в напрягающих элементах (домкратах, тросах) пролетная конструкция прогибается сверху вниз (график 1). В общем случае эта зависимость не является линейной. Одновременно с увеличением напрягающего усилия (P_0) происходит выгиб продольных элементов опорного контура, но уже снизу вверх (график 2 показан штриховой линией). Здесь зависимость « P - f » является линейной при вдавливании штампа и квазилинейной при использовании тяжей в качестве напрягающих элементов. Конечные точки обоих графиков имеют одну и ту же отметку по абсолютному значению — усилие в напрягающих элементах (P_0). Для удобства дальнейших рассуждений графики 1 и 2 размещены в одном секторе (график для опорного контура обозначен 2а). При появлении внешней нагрузки (P_1 ; P_2 ; P_3) и т.д. усилия в пролетной конструкции увеличиваются и происходят перемещения в том же направлении, что и в процессе преднапряжения (график 1а). В продольных элементах опорного контура внешняя нагрузка вызывает перемещения противоположного направления. Соответственно изгибающий момент, вызванный преднапряжением, уменьшается, при каком-то значении внешней нагрузки (P_2) становится равным нулю и при дальнейшем увеличении внешней нагрузки изгиб продольных опорных элементов происходит в том же направлении, что и пролетной конструкции. Из приведенных зависимостей « P - f » видно, что внешнее загрузжение вызывает увеличение усилий в пролетной конструкции и уменьшение усилий преднапряжения, т.е. только часть внешней нагрузки (ΔP_1 ; ΔP_2 ; ΔP_3) вызывает увеличение перемещений пролетной конструкции (Δf) и, следовательно, перемещения преднапряженной пролетной конструкции будут меньше, чем при той же внешней нагрузке, но без преднапряжения. Соотношения $\Delta P / \Delta_1 P$ являются функциями геометрических параметров (при равенстве модулей деформации). Также из анализа графиков 1а и 2а следует, что с увеличением напрягающего усилия (P_0) будет уменьшаться приращение перемещений пролетной конструкции (Δf). При $\Delta_1 P = P_0$ конструктивная форма работает так же, как и без преднапряжения.

ВЫВОДЫ

1. Предварительное напряжение панелей-оболочек может быть выполнено по двум вариантам: вдавливанием штампов в пролетную конструкцию или с помощью тяжей. Напряженно-деформированное состояние пролетной конструкции и опорного контура при обоих вариантах преднапряжения является идентичным. Первый вариант преднапряжения рекомендуется при наличии жестких фонарей, второй — при наличии гибких элементов усиления пролетной конструкции. Для получения наибольшей эффективности преднапряжения напрягающие элементы следует располагать в наиболее деформативных местах.
2. Преднапряжение существенно уменьшает деформативность пролетной конструкции при действии внешней нагрузки, при этом наибольшее снижение перемещений отмечается в местах установки напрягающих элементов. Уменьшение деформативности пролетной конструкции имеет прямую зависимость от значений напрягающих сил: с увеличением преднапряжения уменьшаются приращения перемещений пролетной конструкции при одинаковых внешних нагрузках.
3. Преднапряжение не оказывает существенного влияния на значения осевых сил в пролетной конструкции и в продольных элементах опорного контура, если перемещения пролетной конструкции, обусловленные предварительным напряжением, не превышают перемещений, вызванных внешней нагрузкой. Предварительное напряжение оказывает существенное влияние на значения изгибающих моментов в продольных элементах опорного контура и предоставляет возможность по их значительному уменьшению.

УДК 624.21.012.45

Г.П. Пастушков, В.Г. Пастушков

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ РОСТА ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК НА ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА

На автомобильных дорогах нашей страны эксплуатируются балочные мосты различных лет постройки. Они проектировались по действующим в те годы нормативам и обладают различной грузоподъемностью.

В РБ фактически все мосты довоенной постройки были разрушены во время войны. Поэтому анализ нагрузок проведен по нормам, начиная с 1948 г.

В соответствии с «Правилами и указаниями по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах» 1948 г. для капитальных мостов использовались нагрузки Н-13 и Н-10 в сочетании с толпой интенсивностью 300 кгс/м²; гусеничная нагрузка весом 60 и 30 т. Нормы 1948 г. изданы взамен норм 1943 г. Действовали при проектировании мостов до издания норм 1962 г. (СН 200-62), по нагрузкам — до 1953 г.

В 1953 г. изданы «Нормы подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах Н 106-53». Утверждены Госстроем СССР 19 декабря 1952 г., введены с 1 апреля 1953 года. Действовали до издания норм 1962 г. (СН 200-62). Подвижные вертикальные нагрузки для расчета искусственных сооружений назначались в зависимости от категории дороги: для дорог I–II категорий Н-18 и НК-80, для III – Н-13 и НГ-60.

30 декабря 1961 г. утверждены Госстроем СССР «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб» СН 200-62, которые были введены с 1 апреля 1962 г. В соответствии с этим документом в качестве временных нагрузок принимались автомобильные нагрузки Н-30 и Н-10, колесная НК-80 и гусеничная НГ-60. Нормативные временные нагрузки были назначены с учетом перспективы. При расчетах на выносливость нагрузка НК-80 не учитывалась, а при расчетах по III предельному состоянию принималась с коэффициентом 0,8.

В 1967 г. изданы новые «Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железобетонных автодорожных и городских мостов и труб» СН 365-67. Утверждены Госстроем СССР 31 января 1967 г. Введены в действие с 1 июля 1967 г. Действовали до 1 января 1986 г. Нормы введены в развитие главы СНиП II-Д.7-62* «Мосты и трубы. Нормы проектирования».

До 1986 г. в качестве расчетных нагрузок применялись автомобильные нагрузки Н-13, Н-18, Н-30, НГ-60, НК-80, с января 1986 г. начали применяться нагрузки АК в соответствии с действующим СНиП 2.05.03-84*[2].

Новые нагрузки от автотранспорта приведены в проекте российского СНиП на мосты редакции 2001 г.[3]. Значения нагрузок и воздействий для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают с коэффициентами надежности по нагрузке для соответствующих нормативных нагрузок и воздействий и динамическими коэффициентами $1+\mu$ или $1+0,7\mu$ для временных вертикальных нагрузок.

Нормативную временную вертикальную нагрузку от автотранспортных средств на автомобильных дорогах общего пользования, на улицах и дорогах городов следует принимать с учетом перспективы в виде схем АК и НК (К-класс нагрузки), исходя из следующих возможных эксплуатационных ситуаций:

Случай 1 – нормальное движение по мосту автотранспорта общего пользования и пешеходов без ограничений;

Случай 2 – временное стеснение габарита автопроезда (вследствие ремонта или расчистки покрытия, дорожно-транспортного происшествия и т. п.);

Случай 3 – пропуск по мосту специальных автотранспортных средств, весовые размеры которых выходят за границы, определённые для весовых параметров автотранспорта общего пользования.

Применительно к случаям 1-2 нормативная нагрузка принимается в виде полос автомобильной нагрузки АК, каждая из которых содержит одну двухколесную тележку с давлением на ось, равным 10К (кН) (кроме случая определения опорного момента в неразрезной балке, где должны быть установлены на каждую полосу 2 тележки, создающие наибольший опорный момент) и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью - К (кН/м) (на обе колеи), где К – класс нагрузки.

Класс нагрузки К следует принимать равным 14 для всех мостовых железобетонных конструкций, расположенных на дорогах I – II категорий.

При загрузении полосами нагрузки АК в случае 1 должны быть выполнены следующие условия:

- число полос нагрузки, размещаемой на мосту, не должно превышать установленного числа полос движения;

- полосы нагрузки АК размещаются в пределах проезжей части (не включающей полосы безопасности) вдоль направления движения на расстоянии не менее 1,5 м от оси полосы нагрузки до края проезжей части;

- расстояния между осями смежных полос нагрузки должны быть не менее 3 м;

- если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при нагружении моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения.

Применительно к случаю 2 нормативная нагрузка представляется в виде двух полос нагрузки АК, размещенных в невыгодном положении по всей ширине ездового полотна (включая полосы безопасности).

При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены не ближе 1,5 м от ограждения.

При расчетах конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только случай 1.

Применительно к случаю 3 нормативная нагрузка НК-80 представляется в виде одиночной (при отсутствии на мосту других подвижных нагрузок) четырехколесной нагрузки НК с массой 80 т и с давлением на ось - 20 К (кН), где К – класс нагрузки.

Кроме того, производится расчет конструкций на воздействие сдвоенных нагрузок НК, установленных на расстоянии 12 м между последней осью передней и первой осью задней нагрузок, с введением к ним общего понижающего коэффициента -0,75.

Нагрузку НК следует располагать вдоль направления движения в пределах проезжей части (вне полос безопасности) в наиболее невыгодном положении.

Сдвоенные нагрузки НК не учитывают при расчетах по предельным состояниям второй группы.

Во всех расчетах для элементов или отдельных конструкций мостов, воспринимающих временную нагрузку с полос движения, нагрузку с одной полосы движения следует принимать с коэффициентом $s_1 = 1,0$. С остальных полос нагрузки АК принимают с коэффициентом s_1 , равными: 1,0 – для тележек и 0,6 – для равномерно-распределенной нагрузки.

Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов транспорта, независимо от числа путей или полос движения на мосту, следует принимать от автомобильной нагрузки АК – в виде равномерно распределенной нагрузки, равной 0,4 кН/м или сосредоточенной силы равной 6К (кН), приложенных в уровне верха покрытия проезжей части, где К – класс нагрузки.

Нормативную горизонтальную продольную нагрузку от торможения или сил тяги подвижного состава следует принимать с каждого пути или полосы, равной 50 % от равномерно распределенной части нагрузки АК, но не менее 8К (кН) и не более 25 К (кН).

Основным изменением по сравнению с действующим СНИП 2.05.03-84*, является увеличение подвижной вертикальной нагрузки для автодорожных мостов, примерно на 30 %.

Таким образом, как видно из приведенного анализа, нормативные вертикальные временные нагрузки за последние 50 лет выросли почти в 3 раза.

Рост подвижных нагрузок естественно вызывает повышение напряжений в сечениях и часто старые конструкции перестают удовлетворять возросшим требованиям по грузоподъемности.

Для пропуска сверхтяжелых транзитных автомобилей или проезда их в определенный пункт республики необходимо выбирать маршруты, на которых мосты имеют достаточную грузоподъемность.

Введение в белорусские нормы автомобильной нагрузки класса А14 позволит сблизить требования по нагрузкам, принятыми в РФ и РБ.

Однако настораживает тот факт, что нагрузки в проекте Eurocode [4] превышают по своей величине нагрузки, которые предусмотрены проектом российского СНИП.

Принцип нагружения мостов связан с делением на полосы проезжей части. Для расчета прочности и устойчивости элементов моста применяется основная грузовая модель 1 (LM1), при которой сосредоточенные и равномерно распределенные по площади нагрузки имитируют воздействия на сооружение грузовых и легковых автомашин. Эта модель предназначена для общих и местных проверок.

Главная система нагрузок состоит из двух независимых нагрузок, тележки (тандема) и равномерно-распределенной по площади.

Двухосная тележка (тандем TS-CT) с давлением на обе оси $\alpha_Q Q_k$, где Q_k – нагрузка на ось тандема, кН; α_Q – поправочный коэффициент (при отсутствии каких-либо ограничений принимается равным 1,0). Только один тандем может быть установлен на полосе. Контактные отпечатки колес $0,4 \times 0,4$ м. Расстояние между осями вдоль моста 1,2 м.

Равномерно-распределенная нагрузка (UPL-PPH) с давлением $\alpha_Q q_k$ на m^2 .

Значения $\alpha_Q Q_k$ и $\alpha_Q q_k$ принимаются: для полосы 1 – соответственно 300 кН и 9 кН/м²; для полосы 2 – 200 кН и 2,5 кН/м²; для полосы 3 – 100 кН и 2,5 кН/м²; прочие полосы – 0 и 2,5 кН/м²; оставшиеся площади – 0 и 2,5 кН/м².

Международная экономическая интеграция выдвигает в число важнейших проблему межгосударственной унификации нормативных требований к автомобильным нагрузкам на мосты и трубы.

ГПП «Белгипродор» и РГПП «Белавтострада» столкнулись с проблемой проектирования сталежелезобетонного балочного моста через р. Западный Буг, когда возникла необходимость удовлетворения требованиям по нагрузкам по СНиП 2.05.03-84* (Республика Беларусь) и по PN-85/S-10030 и PN-91/S-10042 (Польша).

Было принято решение о проектировании данного моста по нормам с более жесткими требованиями.

Несомненно, что при проектировании новых мостов в Республике Беларусь на дорогах I и II категорий следует ориентироваться на перспективные нагрузки более высокого значения, приведенные в проекте Eurocode, а не на российские нормы.

Для оценки изменения напряженно-деформированного состояния плитно-балочного бездиафрагменного пролетного строения старой постройки при возрастании нагрузки до значения, при котором происходит разрушение, сделан анализ работы крупномасштабной железобетонной модели пятибалочного пролетного строения (рис.1).

На основании проведенных испытаний в работе пролетного строения можно выделить три стадии:

первая стадия – до появления нормальных трещин в балочных элементах;

вторая – от появления первых трещин до появления критической продольной трещины, разделяющей пролетное строение на две части;

третья – от появления критической продольной трещины до разрушения пролетного строения по пространственному сечению.

Проведенные экспериментальные исследования позволили выявить условия работы конструкции на всех стадиях загрузки вплоть до разрушения, а также момент образования и характер развития трещин при различных загрузках, оценить жесткость пролетного строения и расчетную модель работы сечений с учетом реальных диаграмм работы материалов, выявить наиболее важные модели разрушения.

Конструктивными решениями типовых проектов прошлого столетия железобетонные мосты, и особенно плиты проезжей части, были поставлены в сложные эксплуатационные условия. Особенно следует отметить, что действующими в то время нормативными документами для железобетонных пролетных строений автодорожных мостов не требовался расчет на выносливость. Однако плиты проезжей части подвержены непосредственному воздействию многократно повторных нагрузок с динамическим эффектом, а так как плиты не имеют, как правило, предварительного напряжения арматуры, то были допущены расчетом чрезвычайно жесткие режимные нагружения на выносливость арматуры и бетона с многократным раскрытием трещин в сечениях плиты.

Значительные повреждения плиты проезжей части, наблюдаемые всеми мостоиспытательными станциями при обследовании автодорожных мостовых сооружений, заставили ввести в действующие нормы поправку о необходимости расчета плит проезжей части автодорожных мостов на выносливость.

В последние годы возросли требования СНиП 2.05.03-84* к величине защитного слоя бетона в плитах проезжей части, что привело к необходимости при новом проектировании увеличения их толщины на 20...30 мм.

Таким образом, толщина плиты по прежним проектам оказывается недостаточной по формальным признакам и не удовлетворяющей современным требованиям обеспечения долговечности конструкции, что предопределяет более скорый срок достижения фронтом коррозионных процессов рабочей арматуры плиты.

С целью повышения надежности и долговечности балочных пролетных строений представляется необходимым:

1. Возродить сборно-монолитную конструкцию балочных пролетных строений и предпочитать устройство монолитных предварительно напряженных железобетонных плит по сборным балкам. Следует отказаться от типовых сборных двутавровых балок с широкой верхней полкой и перейти на новые более эффективные сечения.

2. Рекомендовать для монолитных плит применять модифицированные бетоны нового поколения с повышенными важнейшими показателями долговечности: марка по водонепроницаемости не ниже W8; водопоглощение не больше 4,2% по массе, малая усадка, морозостойкость с маркой не ниже F400, обеспечение требуемой трещиностойкости.

3. Требуется разработка методов расчета конструкций с использованием расчетных схем, учитывающих появление и развитие в процессе эксплуатации дефектов и повреждений различного вида, изменение механических характеристик материалов, воздействий агрессивных эксплуатационных сред и т.п.

4. Для повышения долговечности мостов требуется проведение анализа напряженно-деформированного состояния с учетом стадийности работы конструктивных элементов в составе пространственных систем с учетом характерных особенностей конструктивных решений пролетных строений и дорожной одежды и эксплуатационных факторов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. G.Pastushkov, V.Pastushkov. Durability of reinforced concrete bridges - the major problem of road branch: Proceedings of the International Conference "Construction and Architecture" / Edited by Khroustaliyev B.M. and Leonovich S.N. - Minsk, 2003, pp.322-332.
2. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. - М.: Госстрой России, 1998.
3. Мосты и трубы. Проектирование, строительство и приемка в эксплуатацию, 2-я ред. - М.: Госстрой России, 2001.
4. ENV 1991-3 EUROCODE 1 Basis of design and action on structures. Part 3: Traffic loads on bridges. Annex C. Basis of design - supplementary clauses to ENV 1991-1 for road bridges.

УДК 556.332.042

Махато Упендра

ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ САНАТОРИЯ "БЕЛОРУССИЯ"

Территория санатория "Белоруссия" в Мисхоре с тридцатых годов состоит в ведении Белорусской ССР (ныне Республики Беларусь). В связи с этим понятна забота республики об экологической сохранности этого благодатного уголка Южного Берега Крыма.

Площадка санатория расположена на древнем оползне "Горное солнце", исполосованном тремя глетчеровидными современными оползнями покровных отложений и рядом других мелких оползневых очагов, и постоянно нуждается в инженерной защите. Каждый этап ее освоения требовал проведения определенных мероприятий по снижению оползневой опасности. Первоначально, в начале минувшего столетия, при возведении на данной территории зданий эти мероприятия сводились к выбору более или менее устойчивых площадок, устройству подпорных стен на подрезанных склонах и водоотводящих лотков. Примером может служить корпус № 1, построенный в 1915 году.

При воздействии в тридцатые годы корпуса № 4, кроме подпорной стены со стороны склона, в его основании был выполнен горным способом дренажная штольня для перехвата струйного потока оползня № 42. В последующем строительство корпусов и сооружений на территории санатория сопровождалось устройством систем подпорных стен и открытых водоотводящих лотков. Увеличение плотности застройки сопровождалось возрастанием оползневой опасности в силу подрезки склонов и возникновения новых источников увлажнения покровного делювия на самой территории и на более высоких отметках за ее пределами, в частности, за дорогой Ялта — Симеиз. Определенную роль в возрастании оползневой опасности сыграла засыпка оврагов и озерца выше корпуса № 2. Проблематичным остается вопрос о влиянии тектонических трещин и медленных (по разные стороны от них)

подвижек блоков скального ложа. В результате, к настоящему времени сформировались три очага массивированных смещений — оползни № 42, № 43, и № 45, согласно кадастру Крымских оползней, а также ряд локальных очагов. Таким образом, почти все постройки санатория оказались в зонах оползневых деформаций. Особенно сильным подвижкам подверглись корпус № 3 (ныне № 4) и лабораторный корпус, а также хозяйственные и вспомогательные постройки по ходу оползней № 42 и № 43. В последнее время наметились признаки деформаций недавно построенного здания клуба-столовой. Здесь сказалось влияние оползня № 45.

В восьмидесятые годы возникла угроза развития массовых деформаций зданий и сооружений на территории санатория. В связи с таким положением в 1986 году Ялтинским отделом Крымского филиала института "Укрюжгипрокоммунстрой" (ныне ЦНТУ «Инжзащита») был разработан проект инженерной защиты санатория "Белоруссия". В основу первоначального решения положена концепция использования набивных свай большого диаметра в системах одно-, двух- и трехрядных ростверков как подземных надолбов для восприятия оползневого давления. Для обеспечения необходимой сопротивляемости смещающимся покровным массам деловия сваи заделываются в подстилающую невыветрелую скалу на 6...8 метров. С 1987 года началось финансирование этого проекта стоимостью около 4 млн. рублей (в ценах восьмидесятых годов).

Следует отметить, что тенденция преимущественного использования набивных свай как основной меры противооползневой защиты на Южном берегу Крыма и Черноморском побережье Кавказа возобладала в шестидесятые годы. В Крыму и на Кавказе были созданы мощные сваеустроительные организации, вооруженные, главным образом, ударноканатными буровыми станками. Сваи большого диаметра традиционно применяются на оползневых участках дорог для подпорных стен и фундаментов зданий повышенной этажности.

Не отрицая достоинств этого способа стабилизации оползневых склонов, следует отметить и недостатки набивных свай в системе инженерной защиты площадок, а именно:

- большой расход железобетона;
- невыгодная работа свай как консоли на изгиб и срез;
- некачественная заделка свай в скальной породе из-за шлама под пятой;
- несовершенство технологии изготовления ствола свай из-за сбрасывания бетона на значительную глубину (до 20 и более метров);
- выход больших объемов шлама и в связи с этим проблема его захоронения.

Последнее обстоятельство способствует возникновению многочисленных шламохранилищ в балках и оврагах, что чревато образованием новых оползней.

Реализация проекта инженерной защиты территории санатория "Белоруссия" в свайном варианте поставила под угрозу сноса в первую очередь корпуса № 4 (постройки тридцатых годов), вызвала бы уничтожение значительной части уникальных деревьев, возникновение шума от работы механизмов. Кафедра оснований, фундаментов и инженерной геологии БПИ под руководством проф. Соболевского Ю.А. выступила как инициатор и организатор первого опыта применения буроинъекционного крепления покровных оползней в горных местностях. Ялтинский отдел Крымского филиала института "Укрюжгипрокоммунстрой" стал проводником идеи использования постоянных буроинъекционных анкеров в системе инженерной защиты оползневых участков склонов.

Генподрядчиком реализации проекта явился хозрасчетный участок треста № 14 Минстроя БССР (г. Гомель). Субподрядными организациями по выполнению буроинъекционных анкеров и устройству лучевых дрен выступили анкерный участок треста № 15 "Спецстрой" (г. Минск), затем в порядке преемственности харьковский участок СУ-157 Минтрансстроя СССР, а затем фирма «Анкер» (г. Минск).

Территория санатория "Белоруссия" стала полигоном опытно-промышленного освоения постоянных анкеров и лучевых дрен для стабилизации оползневых склонов. Было выполнено порядка 500 анкеров и более 100 горизонтальных лучевых дрен.

Буроинъекционные анкеры в инженерной защите территории санатория "Белоруссия" принесли значительный выигрыш по сравнению со свайным его вариантом, а именно:

- значительно уменьшен расход материалов (металла, цемента и др.) в связи с выгодной работой анкеров на растяжение;
- натяжение анкеров обеспечило контроль качества противооползневых конструкций;
- анкерное закрепление голов буронабивных свай в ростверках увеличило их сопротивляемость оползневому давлению;

- сильно уменьшен выход бурового шлама, уносимого по склону водным потоком;
- снижен уровень шума и его продолжительность;
- сохранена уникальная растительность парковой зоны санатория;
- спасен ряд построек;
- появилась возможность фиксации изменения оползневое давления.

Следует подчеркнуть, что инженерная защита территории санатория "Белоруссия", где применены свайные ростверки, прижимные подпорные стены и сваи в сочетании с буроинъекционным анкерами и лучевыми дренами, может явиться прообразом противооползневых мероприятий для других участков Южного берега Крыма и Черноморского побережья Кавказа.

Перед началом противооползневых мероприятий были изготовлены опытные анкеры и испытаны по программе пробных. При этом анкеры № 1 и № 2 были испытаны соответственно 25 и 26 июля 1988 г., а анкеры № 3 и № 5 - 13 и 14 августа 1988 г. Для испытаний применены натяжной домкрат и насосная станция комплекса "Бауэр" UBM-05 по методике пробных испытаний. Приложение вырывающего усилия осуществлялось ступенями в 50-100 кН (5-10 тс). Перемещения оголовков анкеров измерялись струнным прогибомером 6 ПАО с точностью 0,01 мм. Все рабочие анкеры испытывались по программе приемочных. Перед испытаниями анкеры обжимались начальной нагрузкой 100 кН.

В качестве антикоррозионной защиты рабочих анкеров использованы заполняемые цементным раствором в пределах свободной части гладкие, а по длине корня гофрированные полихлорвиниловые трубки.

Поскольку крепления оползневых склонов буроинъекционными анкерами на Южном берегу Крыма применялись впервые на территории санатория "Белоруссия", контрольные и приемочные их испытания производились сотрудниками кафедры "Основания, фундаменты и инженерная геология" БПИ. Следует отметить, что большинство анкеров из общего количества 500 штук были подвергнуты натяжению порядка 800 кН. При этом перемещения голов анкеров составили от 27 до 53 мм. На рис. 1 показан типичный для санатория "Белоруссия" график натяжения (испытания) рабочего анкера.

По проекту большинство анкеров были заделаны в трещиноватую скалу (преимущественно аргиллиты, реже известняки и песчаники) на 6 метров. Данные испытаний указали на завышенную длину корня по сравнению с прочностью металлических тяг. В последующем в подобных условиях было рекомендовано производить заделку не более 3 метров.

Анкеры, заблокированные при рабочих усилиях 600...560 кН, имеют значительный резерв несущей способности для восприятия нагрузок при увеличении оползневого давления.

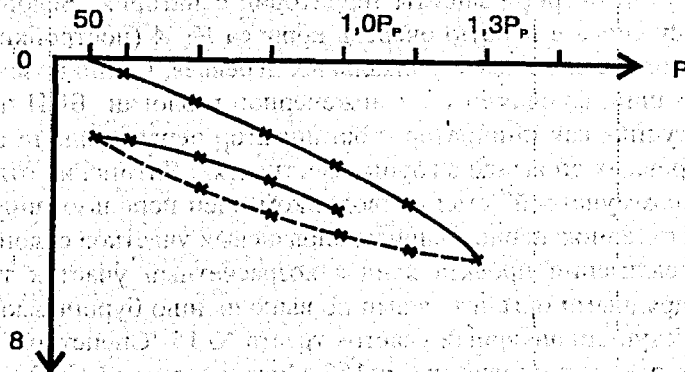


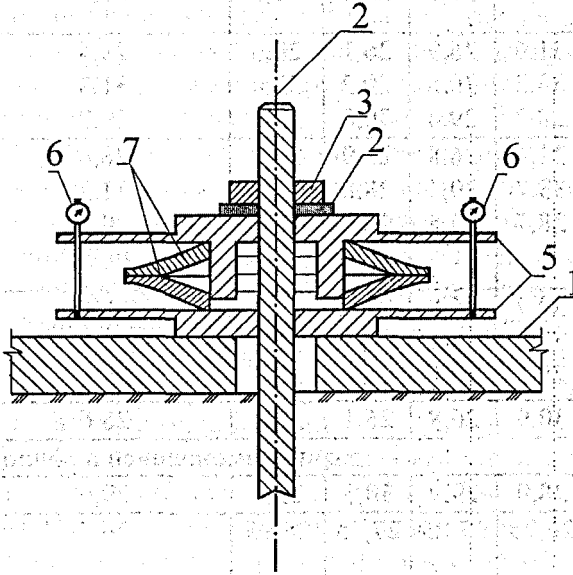
Рисунок 1 — График приемочного испытания анкера

Усилие натяжения анкера остается постоянным при условии взаимного перемещения во времени корня и прижимной подпорной конструкции. При активизации или затухании оползневых деформаций склона эти усилия либо увеличиваются, либо уменьшаются.

Для фиксации изменчивости усилий преднапряжения анкеров во времени за счет возрастания или падения оползневого давления на подпорные стенки можно поступить двояким образом: путем повторного (многократного) натяжения стопорных гаек на головах анкеров или с помощью тарельчатых динамометров с их установкой между упорными шайбами и стопорными гайками (рис. 2). Выбран был второй способ с помощью тарельчатых динамометрических датчиков давления конструкции кафедры "Основания, фундаменты и инженерная геология" БПИ. Эта конструкция включает тол-

столбчатый металлический стакан с подвижной крышкой в виде фланца, входящего внутрь полости стакана. Дно и крышка стакана по центру имеют отверстия для прохождения анкерной тяги.

Тарельчатые динамометры по 8-10 штук размещаются в металлическом стакане, в который входит выступ фланца. Зазор между стенками стакана и крышкой фланца измеряется индикатором часового типа или штангенциркулем с точностью до 0,01 мм. Величина зазора зависит от сжатия тарельчатых динамометров при натяжении анкерной тяги. Предварительная тарировка динамометрического устройства при загрузке анкера ступенчато-возрастающей нагрузкой позволяет затем по данным измерений устанавливать изменчивость усилия преднапряжения в тяге за счет увеличения или падения оползневого давления на подпорную стенку.



1 – подпорная стенка; 2 – тяга анкера; 3 – гайка; 4 – шайба;
5 – опорные плиты; 6 – индикаторы; 7 – тарельчатые пружины

Рисунок 2 – Схема устройства для измерения усилия преднапряжения постоянных анкеров, продольный разрез

Датчики № 1 и № 2 были установлены 22.09.90 г. соответственно на анкерах № 1 и № 10 нижнего яруса крепления ростверка № 9. Датчик № 3 установлен 18.01.91 г. на анкер № 10 нижнего яруса крепления ростверка № 7. Четвертый датчик был установлен 14.06.91 г. на анкер № 10 второго яруса ростверка № 7.

Было осуществлено семь серий измерений усилий в анкерах (таблица):

Результаты измерений свидетельствуют о том, что датчик № 1 за период с 22.09.90 г. по 11.03.91 г. не зафиксировал изменения усилия в анкере № 1 на нижнем ярусе ростверка № 9. Увеличение усилия с 360 до 370 кН в этом анкере выявлено 18.04.91 г.

Для анкера № 10 этого ростверка датчик № 2 зафиксировал падение усилия с 360 до 310 кН. В последующем усилие в анкере возрастало до 345 кН к 18.04.91 г.

Датчиком № 3 за период с 18.01.91 г. по 11.03.91 г. не было выявлено изменения усилия в анкере № 10 нижнего яруса ростверка № 7. Однако с 11.03.91 г. усилие в этом анкере возросло с 360 до 370 кН, а с 18.04.91 г. по 13.09.91 г. оно повысилось до 380 кН.

Следует отметить, что датчики №№ 1, 2 и 4 в процессе облицовки стен были замоноличены. Работоспособным остался только датчик № 3.

Этот эксперимент выявил наличие изменчивости значений оползневого давления.

Таблица – Данные измерений датчиков давления на ростверках № 7 и № 9

Дата измерения	Номер датчика, анкера, ростверка	Зазор между верхом фланца и верхом стакана датчика по измерениям (мм) штангенциркулем в точках					Сжатие пружин датчиком, мм	Усилие в анкере, кН	
		№1	№2	№3	№4	среднее			
22.09.90 г.	1 (1,9)	31,0	26,8	26,2	29,6	28,4	0	360	
	2 (10,9)	33,1	29,8	28,9	31,8	30,9	0	360	
24.10.90 г.	1 (1,9)	30,8	27,1	25,9	29,8	28,4	0	360	
	2 (10,9)	34,4	30,0	29,1	31,9	31,4	0,5	310	
18.01.91 г.	1 (1,9)	31,0	26,9	26,1	29,6	28,4	0	360	
	2 (10,9)	33,3	30,5	29,2	32,0	31,3	0,4	320	
	3 (10,7)	28,7	29,4	30,0	28,6	29,2	0	360	
11.03.91 г.	1 (1,9)	31,0	26,8	25,9	29,7	28,4	0	360	
	2 (10,9)	33,7	30,3	28,8	31,9	31,2	0,3	330	
	3 (10,7)	28,7	29,4	29,9	28,7	29,2	0	360	
18.04.91 г.	1 (1,9)	30,7	26,9	25,9	29,5	28,25	0,15	375	
	2 (10,9)	33,3	29,9	28,8	32,2	31,05	0,15	345	
	3 (10,7)	28,4	29,5	30,0	28,6	29,1	0,1	370	
14.06.91 г.	1 (1,9)	30,9	26,8	26,1	30,7	28,6	-1,2	340	
	2 (10,9)	датчик замоноличен в облицовке стены							
	3 (10,7)	28,9	29,9	30,5	29,1	29,6	-0,4	320	
	4 (10,7) 2 ярус	26,75	27,05	27,95	25,95	26,7	-	-	
13.09.91 г.	1 (1,9)	30,1	23,3	-	30,7	Ячейка для измерений в точке N ₃ замоноличена			
	2 (10,9)	датчик замоноличен в облицовке стены							
	3 (10,9)	28,0	28,8	30,1	29,1	29,0	0,2	380	
	4 (10,7) 2 ярус	датчик замоноличен в облицовке стены							

ВЫВОДЫ

Использование анкерных креплений оказывается энергоресурсосберегающим способом закрепления оползнево-и селеопасных склонов в сравнении со свайным методом.

Анкерный способ закрепления склонов информативнее свайного, т.к. позволяет отслеживать (измерять) изменение оползневого давления.

Экспериментально доказано, что эффективность закрепления склонов анкерным способом не уступает свайному методу, надежность анкерного крепления достаточно высока.

На примере склонов территории санатория "Белоруссия" показана экспериментальная методика комплексирования свайных и анкерных буронабъекционных креплений.

УДК 691.328
Бабицкий В.В.

МОДЕЛЬ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ КОРРОЗИОННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Коррозия стальной арматуры является основной причиной недостаточной долговечности железобетонных конструкций. Переход же стальной арматуры из пассивного состояния в активное с последующей ее коррозией – следствие карбонизация бетона на всю толщину защитного слоя или накопления хлор-ионов в приарматурной зоне бетона сверх критической концентрации.

Предлагается модель прогнозирования коррозионного состояния железобетона еще на стадии проектирования состава бетона. Она базируется на концепции, выдвинутой С.Н. Алексеевым, – долговечность железобетонных конструкций определяется продолжительностью пассивного состояния стальной арматуры. При активации стали и начале ее коррозии дальнейшая эксплуатация железобетона практически не поддается прогнозу и связана с определенным риском. Переход стальной арматуры из пассивного состояния в активное зависит от времени накопления в приарматурной зоне бетона такого количества хлор-ионов, которое превышает критическое значение (зависит от наличия ингибирующих процесс коррозии ионов, плотности бетона и условий эксплуатации) или от времени достижения фронтом прокарибонизированного бетона поверхности арматуры (зависит от структурных особенностей бетона и эксплуатационных условий). При этом критическая концентрация хлор-ионов дается не в связи с расходом цемента (обычно около 0,4 % от массы цемента), а от массы растворной части бетона (около 0,15 %), что, по-видимому, более объективно для случая поступления хлор-ионов в бетон конструкций извне, на стадии их эксплуатации.

Долговечность железобетона определяется как внешними (условия эксплуатации), так и внутренними (структура бетона) факторами. И закладывается она уже на стадиях проектирования состава бетона и реализации технологических приемов формования и твердения конструкции. И именно, направленное структурообразование может и должно служить основой получения железобетонных конструкций заданной долговечности, а структурные особенности бетона – основой системы прогноза коррозионного состояния стальной арматуры.

И если реализовывать идею прогноза долговечности еще на стадии изготовления железобетонных конструкций, то необходимо предварительное получение достоверных аналитических зависимостей для расчета на основе состава бетона не только морозостойкости и водонепроницаемости, но и предположительных диффузионных характеристик. Современные представления, развивающиеся в бетоноведении, позволяют это сделать. Но для этого нельзя ограничиваться традиционными влияющими факторами (основными из которых обычно являются водоцементное отношение и расход цемента), поскольку они не изменяются во времени. Описать свойства бетона, изменяющиеся во времени, можно только с привлечением такого динамичного параметра, как степень гидратации цемента. Именно степень гидратации, вместе с традиционными влияющими факторами, определяет динамику изменения структуры цементного камня и бетона, а, следовательно, и их проницаемость для углекислого газа и ионов хлора.

Сама степень гидратации цемента (α) находится в достаточно сложной, но поддающейся математическому описанию [1,2], функциональной зависимости от множества факторов – свойств цемента (минералогический состав, тонкость помола), водосодержания цементного теста, вида и количества введенных химических добавок, условий и времени твердения и др. А возможность прогноза величины α открывает и перспективу прогноза диффузионных характеристик на основе структурных особенностей цементного камня (бетона). Важнейшими структурными параметрами цементного камня, определяющими его многообразные свойства, являются гелевая (P_g) и капиллярная (P_c) пористость. Их величины могут быть рассчитаны по упрощенным зависимостям:

Например, гелевая пористость:

$$P_g = \frac{0,195 \cdot \alpha}{\left(\frac{B}{C}\right) + 0,328} \cdot 100, \% \quad (1)$$

цементного камня

бетона
$$\Pi_r^6 = \frac{0,195 \cdot \alpha \cdot \Pi}{10}, \%$$
 (2)

а капиллярная:

цементного камня
$$\Pi_k = \frac{\left(\frac{B}{\Pi}\right)_r - 0,369 \cdot \alpha}{\left(\frac{B}{\Pi}\right)_r + 0,328} \cdot 100, \%$$
 (3)

бетона
$$\Pi_k^6 = \frac{\Pi \cdot \left[0,98 \cdot \left(\frac{B}{\Pi}\right)_6 - 0,0094 - 0,369 \cdot \alpha \right]}{10}, \%$$
 (4)

Эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в бетоне определяется капиллярной пористостью и объемом (V_k) цементного камня

$$D_{\text{эф}}^{\text{CO}_2} = \frac{0,165}{1,45 \cdot \left(\frac{1}{\Pi_k} + 3 \cdot \Pi_k\right)^{2,3}} \cdot \left(\sqrt[3]{V_k}\right)^2, \text{ см}^2/\text{с}. \quad (5)$$

Выражение (5) ориентировано на расчеты применительно к эксплуатации конструкций при относительной влажности 50-80 %.

А эффективный коэффициент диффузии хлор-ионов зависит не только от структурных особенностей, но и от водосодержания цементного камня (бетона)

$$D_{\text{эф}}^{\text{Cl}} = \frac{6,5 \cdot 10^{-11} \cdot \omega_0^{2,5}}{1 + 3,3 \cdot \log \frac{1}{6,6 \cdot 10^{-10} \cdot \Pi_k \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{\rho_{\text{ц}}}{\rho_{\text{в}}} \cdot \left(\frac{B}{\Pi}\right)_r} - 1,2 \cdot \alpha \right]^2 - 8}}, \text{ см}^2/\text{с}, \quad (6)$$

где ω_0 — содержание влаги в цементном камне (бетоне), % по объему;

$\rho_{\text{ц}}, \rho_{\text{в}}$ — плотность цемента, воды, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Казалось бы, выражения (5) и (6) вполне достаточны для эффективного прогноза кинетики развития коррозионных процессов. Однако это не так, поскольку отсутствует текущая информация о содержании влаги в защитном слое железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в различных температурно-влажностных условиях. Отдельные тенденции влияния относительной влажности воздуха на коррозионные процессы в защитном слое бетона [3,4] показаны на рис. 1.

Кроме этого, влажность цементного камня, а, следовательно, и бетона, играет исключительную роль и в других процессах, связанных с эксплуатацией бетонных и железобетонных конструкций. Общеизвестна, например, зависимость теплофизических характеристик ограждающих конструкций от относительной влажности воздуха в помещении. Усадочные деформации также в известной степени определяются влагосодержанием капиллярно-пористого материала, что может вызвать деградацию бетона защитного слоя [5].

Можно дать и другие примеры, однако и приведенные показывают необходимость разработки четкого механизма прогнозирования влажностных характеристик бетона в зависимости от параметров эксплуатационной среды. Величина сорбционной влажности бетона находится в весьма сложной зависимости как от относительной влажности воздуха, так и особенностей внутренней поверхности капиллярно-пористого пространства материала. Однако удобно было бы рассчитывать сорбционную влажность в связи с традиционными параметрами цементного камня. Компьютерный анализ экспериментально полученных и имеющихся в литературе данных позволил получить аналитическое выражение, описывающее процесс сорбции (U_0 в % от объема) цементного камня (бетона) при изменении относительной влажности воздуха (φ в долях единицы) от 0 до 1, как функцию структурных особенностей материала и относительного водосодержания цементного теста X

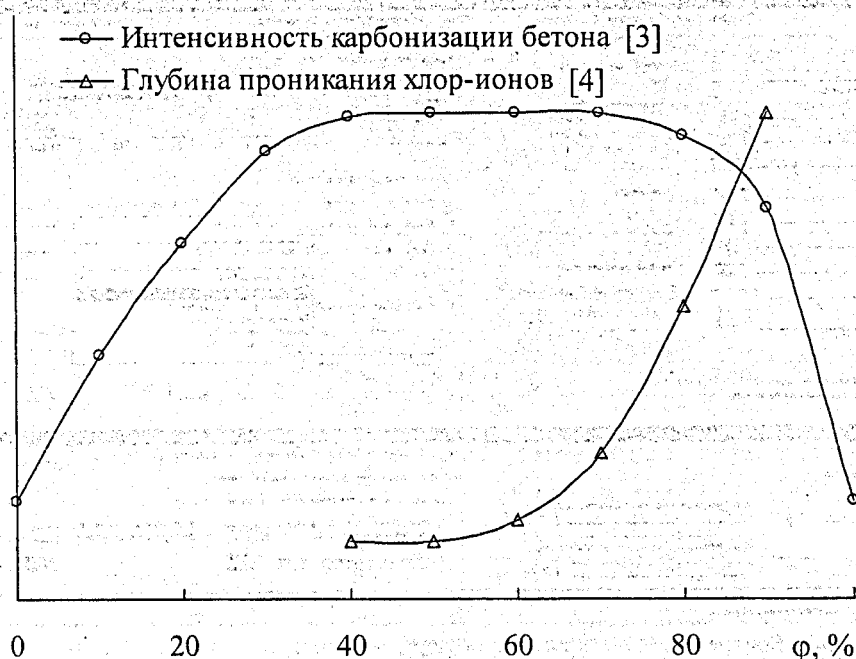


Рисунок 1 – Влияние относительной влажности воздуха (ϕ) на интенсивность коррозионных процессов в защитном слое железобетонных конструкций.

$$U_o = \left(\Pi_r - \frac{1,5}{(X + 0,3)^2} \right) \cdot \phi^{0,02\Pi_r} \cdot e^{0,1\phi} + \Pi_k \cdot \phi^5, \% \quad (7)$$

Поскольку $\omega_o = U_o$, то эффективный коэффициент диффузии хлор-ионов рассчитывается по выражению (6) для любых условий эксплуатации железобетонных конструкций. Что касается зависимости интенсивности карбонизации бетона от влажностных условий эксплуатации, то, в принципе, для приведения величин, рассчитанных по (5) к условиям, отличным от 50-80 %, можно воспользоваться графиком на рис. 1. Но лучше реализовать идею, заложенную в [6], о зависимости соотношения диффузии углекислого газа в газовой (коэффициент диффузии D_r) и жидкой среде (D_o) от степени заполнения пор бетона водой W

$$\sqrt{\frac{D_r}{D_o} \cdot \frac{C_r}{C_o}} \leq \frac{W}{1 - W} \quad (8)$$

В (8) C_r – концентрация углекислого газа в воде, а C_o – в газовой среде. Величина W может быть определена как отношение текущего значения U_o к максимальному, получаемому при $\phi = 1$.

В результате все зависимости, описывающие как процессы структурообразования цементного камня (бетона), так и коррозионные, увязываются в единую модель, учитывающие и влажностные условия эксплуатации железобетонных конструкций.

Логическим завершением разработанной многофакторной математической модели прогнозирования коррозионного состояния железобетонных конструкций, включающей как приведенные аналитические выражения, так и иные, является создание инструмента для ее инженерной реализации. При ручном обсчете многофакторных моделей оперативный учет всех влияющих параметров весьма трудоемок, а зачастую и практически невозможен. Наиболее комфортные условия для расчетов предоставляет программный продукт (рис. 2), являющийся элементом разработанного на кафедре «Строительные материалы и изделия» БНТУ вычислительного комплекса «Технолог» (ВКТ). Программа учитывает как внутренние влияющие факторы, определяемые структурными особенностями бетона (диффузионные характеристики, вид и количество ингибитора коррозии стали), так и внешние (температурно-влажностный режим и продолжительность и характер эксплуатации, концентрация агрессивных сред) – рис.2в. Итогом расчетов являются графики (а также табличная информация), на которых отражаются моменты начала коррозии стальной арматуры по причине карбонизации защитного слоя или накопления хлор-ионов сверх критического количества (рис.2г и рис. 2д).

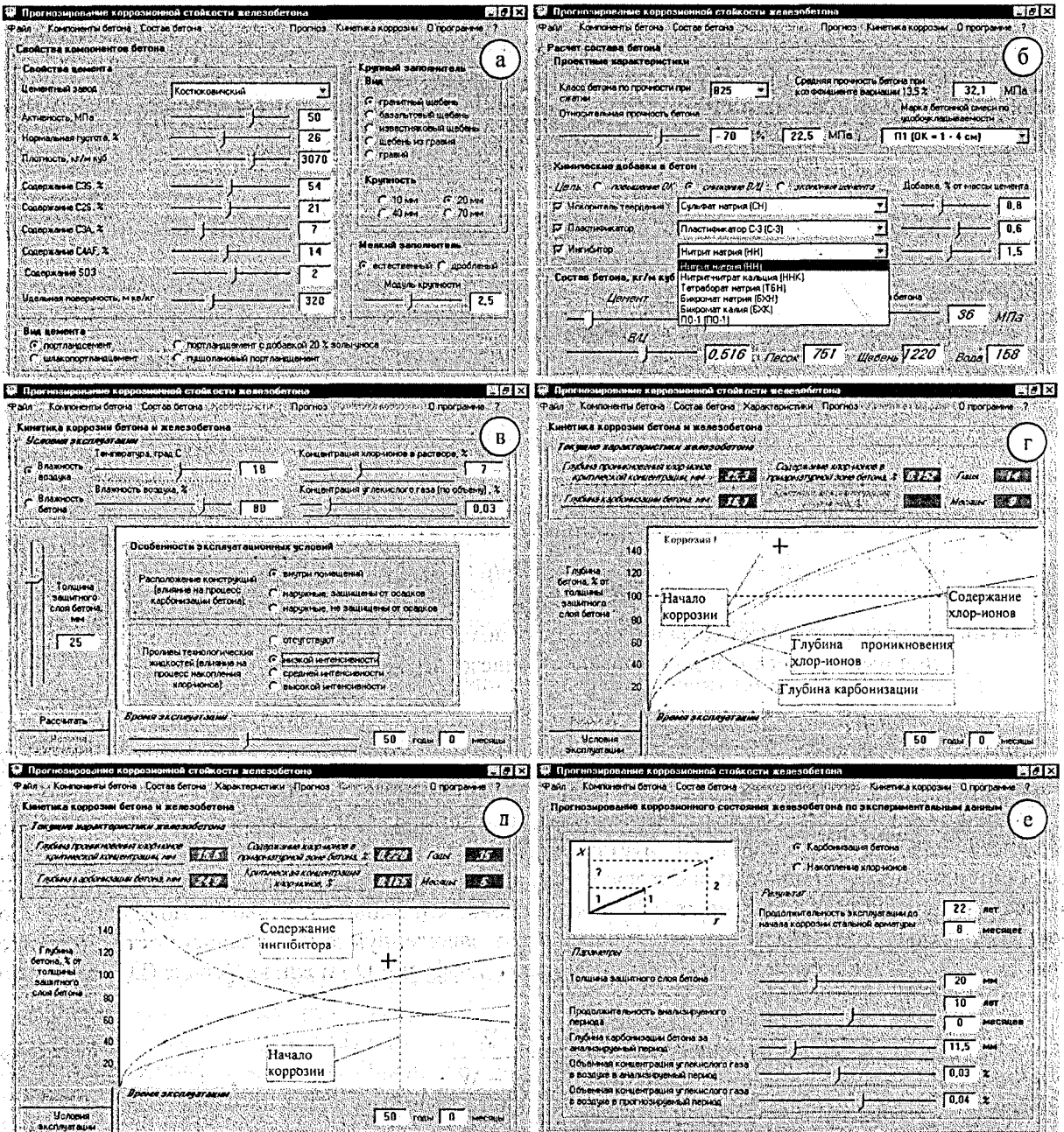


Рисунок 2 – Основные окна программы «ВКТ-Коррозия»

В математическую модель (и, соответственно, в программный продукт) включен и прогноз, осуществляемый по результатам обследования конструкций уже на определенной стадии эксплуатации (рис. 2е). Для этого необходимы экспериментально полученные данные о реальной глубине карбонизации бетона либо толщине бетона, на которой концентрация хлор-ионов достигла критической величины.

Органичной частью программы является многофакторный метод проектирования состава бетона с учетом (кроме традиционных параметров) вида и количества вводимых пластифицирующих добавок, добавок-ускорителей твердения и добавок, ингибирующих процесс коррозии стали (рис.2б).

Оценим достоверность расчетов, осуществляемых с помощью «ВКТ-Коррозия». Для этого сопоставим их с некоторыми фактическими данными, почерпнутыми из отдельных литературных источников:

В таблице представлены фактические значения глубины карбонизации бетона, приведенные из литературных источников, и рассчитанные по предложенной модели прогноза. Нетрудно убедиться в том, что расчет дает вполне приемлемые с практической точки зрения результаты.

Таблица – Сравнительные величины глубины карбонизации бетона.

Авторы	Расход цемента, кг	В/Ц	Глубина карбонизации бетона, мм	
			Фактическая	Расчет
С.Н.Алексеев, Н.К.Розенталь (50 лет эксплуатации)	477	0,40	17,0	14,7
	410	0,45	19,0	20,1
	372	0,50	28,0	27,0
	344	0,55	33,5	33,2
	320	0,60	38,0	49,9
Л.А.Вандаловская, В.И.Бабушкин (1,5 года эксплуатации)	270	0,70	12,0	10,5
	300	0,60	10,0	7,5
	390	0,50	5,5	5,0
	516	0,40	2,0	2,6
	695	0,30	0,0	0,8
	386	0,55	6,5	6,5
	433	0,50	5,0	4,6
	492	0,45	4,5	3,4
	567	0,40	2,0	2,2
	665	0,35	0,0	1,3
	778	0,30	0,0	0,8

Сопоставим также результаты расчета с результатами обследования моста в Ярославской области, описанными в [7]. На момент обследования, проведенного через 23 года после начала эксплуатации, установлено, что средняя толщина бетона защитного слоя составила 28 мм, а с обеспеченностью 95 % – 24 мм. Содержание хлор-ионов в слое толщиной 10 мм составляет 0,6 %, глубина карбонизации бетона – 18,5 мм.

К сожалению, в примере отсутствуют технические характеристики бетона конструкций и условия их эксплуатации (вероятно потому, что они и не нужны для используемой в [7] системы прогноза). Для грубой оценки предположим, что при изготовлении конструкций использован бетон класса В30, а концентрация хлор-ионов во внешней среде составляет около 5 %.

В результате расчетов получаем, что на момент обследования содержание хлор-ионов в приарматурной зоне должно составить около 0,14 % от массы растворной части бетона. Коррозию арматуры по причине накопления ионов хлора сверх критической концентрации следует ожидать через 28 лет после начала эксплуатации для толщины бетона защитного слоя 28 мм или через 21 год для толщины 24 мм. Глубина карбонизации бетона к возрасту 23 года должна составить 17,3 мм. Сравнительный анализ показывает, что значения, прогнозируемые на стадии проектирования состава бетона, и фактические, полученные в результате обследования моста, достаточно близки.

Таким образом, предлагаемая модель прогнозирования долговечности железобетонных конструкций на стадии их изготовления, на наш взгляд, достаточно достоверна. А разработанный на ее основе программный продукт может быть удобным инструментом для направленного модифицирования состава бетона с целью изготовления железобетонных конструкций с заданной долговечностью.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Блещик Н.П., Протьюко Н.С., Рыскин М.Н. Математические модели кинетики гидратации цемента. Международная конференция «Инженерные проблемы современного бетона и железобетона». – Минск, 1997 – с. 25-36.
2. Бабицкий В.В. Прогнозирование степени гидратации цемента. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. – Брест, БГТУ, 2001 – с. 211-215.
3. Zbigniew Scislawski. Korozja i ochrona zbrojenia. – Warszawa, 1972.
4. Шевяков В.П. Проектирование защиты строительных конструкций химических предприятий от коррозии. – М.: Стройиздат, 1984. – 168 с.
5. Никитин В.И., Ракецкий В.М., Лапко А., Прусел И.А. Гидротермическое воздействие на цилиндрические стенки железобетонных силосов. В кн. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. – Брест, БГТУ, 2001 – 550 с.
6. Гусев Б.В., Степанова В.Ф., Чернышук Г.В. Модель расчета коррозионной стойкости бетона при воздействии агрессивной углекислоты воздуха // Бетон и железобетон.–1999.–№ 1.– С. 27-28.
7. Васильев А.И. Вероятностные оценки срока службы эксплуатируемых автодорожных мостов в условиях коррозии арматуры. // Бетон и железобетон.–2003.– № 2.– С. 17-20.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНА

Морозостойкость является одной из важнейших характеристик бетона, определяющих долговечность бетонных и железобетонных конструкций. Можно отметить два важнейших направления исследований в этой области бетоноведения: во-первых, создание надежных методов прогнозирования морозостойкости еще на стадии проектирования состава бетона, и, во-вторых, получение такой морозостойкости бетона, которая гарантировала бы многолетнюю эксплуатацию конструкций без риска их размораживания.

В основе любой системы прогнозирования какого-либо свойства материала лежит соответствующая математическая модель. В литературе приведены достаточно многочисленные модели прогноза морозостойкости, основывающиеся на разнообразных влияющих факторах. На наш взгляд, нет необходимости в их подробном анализе, поскольку это уже реализовано. Так, например, в [1] после критического рассмотрения разнообразных методик прогнозирования морозостойкости бетона, в том числе и общеизвестного выражения, полученного Г.И. Горчаковым, связывающего число циклов замораживания-оттаивания (M) с капиллярной пористостью бетона (Π_k в %)

$$M = (12 - \Pi_k)^{2,7}, \text{ циклы,} \quad (1)$$

еще раз подтвержден вывод о превалирующей связи морозостойкости бетона с его структурой.

В развитие этой идеи А.Е. Шейкиным и Л.М. Добщицем [1] предложен некий интегрированный параметр, названный ими «критерием морозостойкости» ($K_{Мрз}$), позволивший обобщить множество факторов, воздействующих на морозостойкость бетона через его структуру. Применимость критерия исходит из предположения о том, что объем воды, выдавливаемый в результате ее замораживания, должен быть не менее объема резервных пор. Поскольку резервная пористость цементного камня характеризуется условно замкнутой ($\Pi_{уз}$ в %), а общий объем замерзающей воды – интегральной ($\Pi_{и}$ в %), то можно записать

$$K_{Мрз} = \frac{\Pi_{уз}}{0,09 \cdot \Pi_{и}} \quad (2)$$

В свою очередь, при известных величинах степени гидратации цемента (α) и водоцементного отношения выражение (2) преобразуется в

$$K_{Мрз} = \frac{0,456 \cdot \alpha}{\frac{B}{C} - 0,271 \cdot \alpha} \quad (3)$$

В конечном итоге, согласно (3), морозостойкость бетона определяется водоцементным отношением и степенью гидратации цемента. При этом авторы [1] акцентируют внимание на решающей роли степени гидратации цемента в морозном разрушении бетона: «...морозостойкость цементных бетонов при прочих равных условиях (в том числе и при одинаковых значениях B/C) в первую очередь характеризуется степенью гидратации цемента, которая определяет способность образования в цементном камне бетона условно-замкнутых (резервных) пор. Следовательно, повышение степени гидратации цемента до начала замораживания бетона увеличивает морозостойкость бетона, а потому все факторы, влияющие на степень гидратации цемента, будут оказывать влияние и на морозостойкость бетона. Такими факторами являются вид, активность, тонкость помола и гранулометрия цемента, возраст бетона и условия твердения до замораживания, наличие химических добавок в цементе и др.»

Анализ такой модели прогнозирования позволил авторам [1] сделать вывод о том, что она вполне работоспособна при прогнозе морозостойкости бетона еще на стадии проектирования состава бетона, позволяет оценивать морозостойкость уже затвердевшего бетона, а также намечать пути повышения морозостойкости. Отмечается универсальность модели, поскольку она применима не только для традиционного тяжелого бетона, но и для набрызг-бетона, прессованного бетона, а также и ячеистого, что доказано статистическим анализом разнообразных экспериментов. При этом в расчетах учтено и влияние химических добавок, в том числе воздухововлекающих. Авторы сопоставили тео-

ретическую модель с фактическими экспериментальными данными, включая и результаты иных исследователей, и выявили многочисленные технологические факторы, воздействующие на количественное значение критерия морозостойкости. Однако при проведении расчетов, при всей важности оценки влияния факторов на критерий морозостойкости, следует рассчитывать морозостойкость материала непосредственно в циклах стандартных испытаний.

Для перехода от критерия $K_{Мрз}$ к морозостойкости, оцениваемой по числу циклов стандартных испытаний замораживания-оттаивания при температуре $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, авторы [1] воспользовались экспериментальными данными Г.И. Горчакова и получили соответствующий график, явившийся градуировочным (рис. 1).

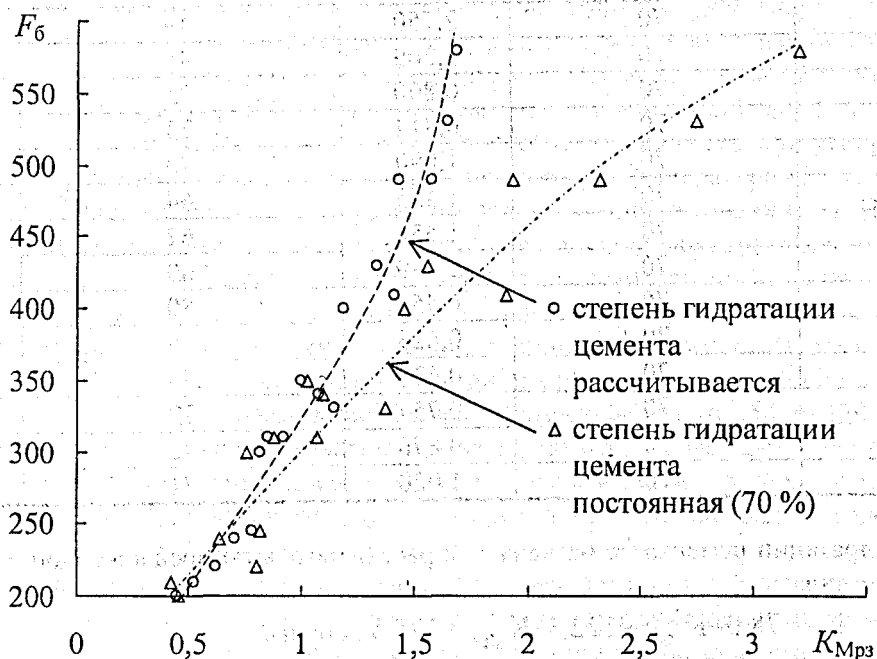


Рисунок 1 — Зависимость морозостойкости бетона (F_6 в циклах) от критерия морозостойкости ($K_{Мрз}$)

Казалось бы, полученная модель вполне совершенна, апробирована и вполне достаточна для прогнозирования морозостойкости бетона. Но следует отметить тот важный факт, что для расчетов по выражению (3), как и по (1), предварительно необходимо знать степень гидратации цемента. И только при известных величинах степени гидратации цемента можно обеспечить достаточную точность расчетов. К сожалению, в [1] степень гидратации цемента, несмотря на перечисленные в приведенной выше цитате влияющие факторы, не рассчитывают, а принимают равной 70%. Кстати, такая же недооценка важнейшего непрерывно изменяющегося технологического параметра отмечается и в иных литературных источниках.

В то же время известно, что степень гидратации цемента, обуславливающая (естественно, при прочих равных условиях) все многообразие свойств цементного камня и бетона на различных стадиях его твердения, есть функция многочисленных факторов и, как показано в [2] и [3], может успешно прогнозироваться. И если подставить уже рассчитываемое, а не назначаемое, значение степени гидратации цемента в выражение (3), то получаются и иные величины критерия морозостойкости (табл.).

При обработке приведенных в [1] данных Г.И. Горчакова, взятых за основу при построении градуировочного графика, можно получить зависимость морозостойкости бетона ($F_{ц}$) от критерия морозостойкости ($K_{Мрз}$) не в графической интерпретации, а, что существенно удобнее при расчетах, в виде аналитического выражения. Так, при постоянном значении степени гидратации цемента кривая описывается полиномом второй степени

$$F_{ц} = -19,8 \cdot K_{Мрз}^2 + 200,4 \cdot K_{Мрз} + 136,6, \text{ циклы} \quad (4)$$

Коэффициент корреляции при этом составляет 0,948.

Таблица – Морозостойкость и критерий морозостойкости бетона

Данные Г.И. Горчакова		По данным [1]		Расчёт	
В/Ц бетона	Фактическая морозостойкость бетона, циклы	Степень гидратации цемента, заданная согласно [1], %	$K_{Мрз}$ из табл.9 [1]	Степень гидратации цемента, рассчитанная по модели [3], %	$K_{Мрз}$ по (3)
0,581	310	70	1,065	72	0,853
0,470	330	70	1,370	70	1,142
0,360	410	70	1,907	61	1,408
0,300	490	70	2,321	54	1,575
0,270	530	70	2,750	49	1,638
0,240	580	70	3,209	44	1,688
0,755	220	70	0,800	75	0,623
0,622	245	70	0,814	73	0,783
0,490	340	70	1,090	70	1,075
0,422	400	70	1,455	64	1,183
0,382	430	70	1,556	62	1,334
0,353	490	70	1,939	60	1,430
1,030	200	70	0,452	80	0,451
0,885	210	70	0,423	78	0,525
0,675	240	70	0,634	74	0,709
0,600	300	70	0,754	72	0,819
0,550	310	70	0,876	72	0,916
0,518	350	70	1,020	71	0,994

Если же степени гидратации цемента не назначать, а рассчитывать по предложенной в [3] модели, то зависимость имеет вид

$$F_{ц} = 78,0 \cdot K_{Мрз}^2 + 122,3 \cdot K_{Мрз} + 125,5, \text{ циклы}, \quad (5)$$

а коэффициент корреляции при этом возрастает до 0,981.

Нетрудно убедиться в том, что математическая модель прогнозирования степени гидратации цемента ([2] или [3]) достаточно просто встраивается в уже существующие отработанные модели прогнозирования морозостойкости при существенном повышении точности прогноза. Интересно также, что изменился и сам характер хода кривой (рис. 1) – из затухающей она превращается в нарастающую.

Выражение (5) легко интегрируется в систему проектирования состава бетона, обеспечивая расчет требуемого водоцементного отношения исходя не только из проектной прочности, но и морозостойкости бетона. Вначале по известному значению требуемой прочности бетона рассчитывают водоцементное отношение бетонной смеси. Затем определяют водоцементное отношение цементного теста и уже по этому значению, с учетом минералогического состава вяжущего, а также вида и количества химических добавок, рассчитывают степень гидратации цемента. По выражению (3) определяют критерий морозостойкости, а по выражению (5) – число циклов замораживания-оттаивания по стандартной методике. Если оно равно или превышает проектную марку бетона по морозостойкости, то далее по традиционной схеме рассчитывают состав бетона: по заданной удобоукладываемости – расход воды, затем расход цемента и т.д. В противном случае на некоторую величину снижают водоцементное отношение и производят перерасчет морозостойкости, добываясь соответствия проектному значению. Уточняют прочность бетона, которая, естественно, будет выше проектной, а дальнейший расчет осуществляют по традиционной схеме. Такая схема расчета, не требующая решения системы уравнений, не совсем удобна при ручном счете, но достаточно совершенна при использовании ЭВМ.

Рассмотрим также и проблему повышения морозостойкости бетона. Существует достаточно широкая гамма методов увеличения морозной устойчивости бетона, и одним из определяющих среди них является снижение водоцементного отношения. Кардинальный же метод снижения водоцементного отношения – реализация приема «сухого формования». В результате, морозостойкость такого бетона может характеризоваться маркой F1000 (при водоцементном отношении около 0,28 и повторном – после водонасыщения – виброуплотнении бетонной смеси) [4]. Интерес представляет выявление основных факторов, влияющих на морозостойкость особо плотного материала, полученного по указанной технологии.

Образцы (цилиндры диаметром 42 мм и высотой до 50 мм) изготавливали посредством прессования насыпанного в пресс-форму сухого порошка – цемента или клинкера, размолотых до удельной поверхности от 300 до 600 м²/кг. Прессование осуществляли при давлениях 5, 10, 20, 40 и 70 МПа, что позволяло получать водоцементное отношение цементного теста в пределах от 0,115 до 0,231 (относительное водосодержание – от 0,462 до 0,728). При изготовлении отдельных серий образцов вяжущее перед и в процессе прессования вакуумировали при давлении от 0,01 до 0,0001 МПа, что позволяло полностью исключить попадание воздуха в систему «вяжущее–вода», активировать процессы твердения и создать более однородную структуру цементного камня. Пропитку уплотненного вяжущего производили при избыточном давлении 0,1 МПа (при отсутствии в технологической цепочке вакуумирования) или при атмосферном давлении в случае вакуумирования вяжущего. Вода, используемая для насыщения вяжущего водой, предварительно подвергалась вакуумной деаэрации с целью удаления растворенных газов. Варьирование перечисленными переменными позволило положить в основу эксперимента 12 различных составов, до испытаний твердевших 28 суток в нормально-влажностных условиях. Испытания на морозостойкость осуществляли ускоренным методом посредством замораживания насыщенных водой образцов при температуре -50 °С в воздушной среде камеры, чтобы исключить влияние на процесс деструкции хлористого натрия. Периодически, через каждые 5 циклов замораживания (после оттаивания в воде), определяли скорость ультразвуковых колебаний и относительные объемные деформации. Как предварительно было установлено, момент резкого устойчивого снижения скорости ультразвука и роста деформаций вполне корректно соответствует стадии лавинного образования микротрещин и снижения морозостойкости цементного камня. Полученные циклы ускоренных испытаний приводили к циклам испытаний по стандартной методике.

Как оказалось, цементный камень имел морозостойкость от 350 до 1200 циклов стандартных испытаний. На рис. 2 приведена взаимосвязь начального водосодержания цементного теста, характеризующего его относительным водосодержанием, с числом циклов замораживания-оттаивания. Характер расположения экспериментальных точек говорит о том, что начальное водосодержание цементного теста не может прямо определять стойкость цементного камня к морозной деструкции. Внешне хаотично также и влияние капиллярной пористости цементного камня, рассчитываемой по общеизвестным формулам с учетом прогнозируемой по [3] степени гидратации цемента, на морозную деструкцию цементного камня (рис. 3). Расчет морозостойкости материала по зависимостям (1) и (3) показал, что коэффициенты вариации отклонений расчетных значений от фактических составили для них соответственно 36,6 и 35,8 %. Следовательно, эти выражения не могут быть основой для разработки математической модели прогнозирования морозостойкости особо плотного цементного камня.

Однако, взяв за основу общепризнанную гипотезу о первоочередном влиянии капиллярной пористости цементного камня на его морозную деструкцию, с учетом дополнительных влияющих факторов, получена следующая зависимость

$$F_{\text{цк}} = 0,1 \cdot (1 + 0,3 \cdot \sqrt{n_d}) \cdot (1 - 1 \cdot 10^{-8} \cdot (S_{\text{уд}} - 300)^3) \cdot (20 - \Pi_k)^3, \text{ циклы.} \quad (6)$$

В соответствии с выражением (6), морозостойкость цементного камня сухого формирования определяется не только его капиллярной пористостью, но также глубиной вакуумирования (характеризуется числом десорбированных с поверхности частиц вяжущего слоев воздуха n_d) и удельной поверхностью сухого вяжущего ($S_{\text{уд}}$). Статистическая проверка предложенной модели показала, что расчеты по (6) существенно точнее, чем по (1) и (3) – коэффициент вариации равен 13,8 %.

В принципе, полученные для особо плотного цементного камня данные по морозостойкости лежат в створе современных основополагающих представлений в бетоноведении – сопротивляемость цементного камня морозному разрушению возрастает с уменьшением его капиллярной пористости. Что касается ярко выраженного влияния тонкости помола вяжущего на морозостойкость цементного камня, то оно имеет отражение в литературе и объясняется снижением трещиностойкости материала, изготовленного на вяжущем тонкого помола. Выявленное же повышение морозостойкости со снижением давления вакуумирования (возрастанием числа десорбированных с поверхности вяжущего слоев воздуха) связано, по-видимому, с более равномерными процессами гидратации цемента и повышением однородности структуры особо плотного цементного камня.

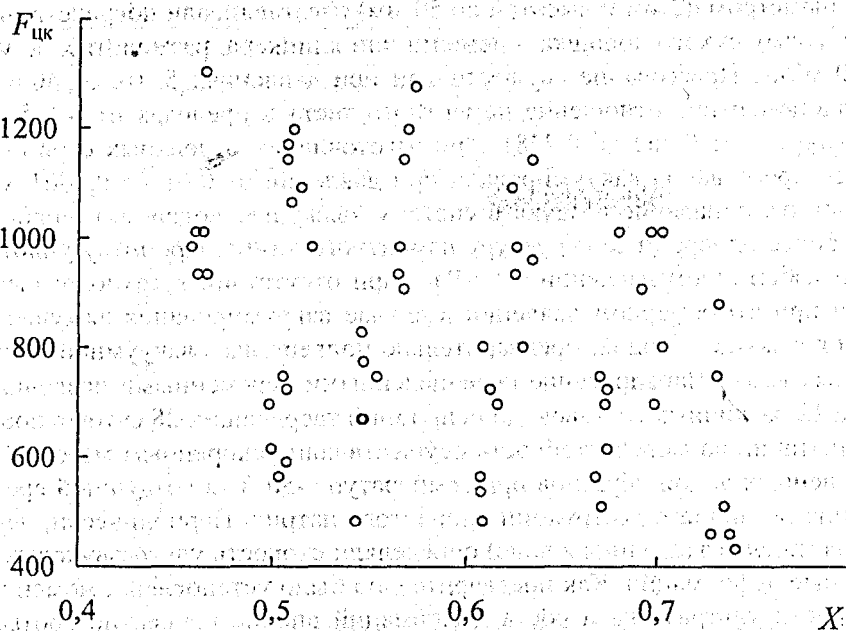


Рисунок 2 – Зависимость морозостойкости цементного камня ($F_{цк}$) от относительного водосодержания цементного теста (X)

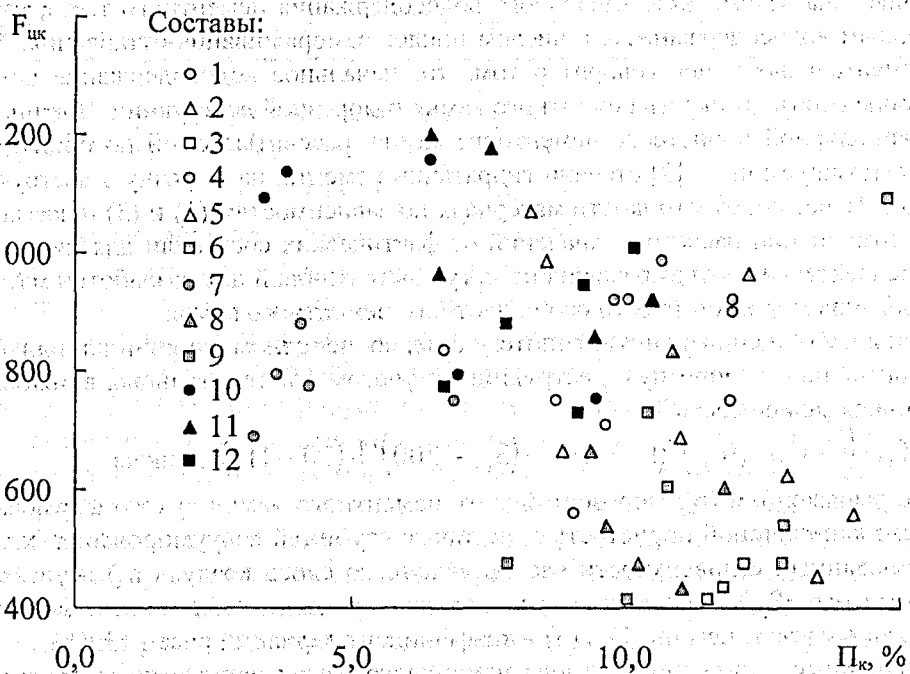


Рисунок 3 – Зависимость морозостойкости цементного камня ($F_{цк}$) от капиллярной пористости цементного камня (P_k)

ВЫВОДЫ

Разработана математическая модель прогнозирования морозостойкости тяжелого бетона, основывающаяся на традиционных зависимостях, связывающих морозостойкость бетона с его структурными особенностями, но рассматривающая структуру бетона как функцию динамически изменяющейся степени гидратации цемента.

Получен, изучен и математически описан особо плотный цементный камень, существенно превосходящий по морозостойкости существующие материалы на основе цементных вяжущих.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1989. – 128с.
2. Блещик Н.П., Протько Н.С., Рыскин М.Н. Математические модели кинетики гидратации цемента. Международная конференция «Инженерные проблемы современного бетона и железобетона». – Минск, 1997 – с. 25-36.
3. Бабицкий В.В. Прогнозирование степени гидратации цемента. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. – Брест, БГТУ, 2001 – с. 211-215.
4. Батяновский Э.И. Особо плотный бетон сухого формования. Монография / Э.И. Батяновский – Мн.: НПО-ОО «Стринко», 2002 – 224.

УДК 624.014.059.3.002

Башкевич И.В., Яковенко Н.В.

ОБ ОБЕСПЕЧЕНИИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ ДЕЙСТВУЮЩЕГО ПРОИЗВОДСТВА

ВВЕДЕНИЕ

В практике строительства часто возникает необходимость восстанавливать и усиливать конструкции частично разрушенных или поврежденных при эксплуатации зданий и сооружений. Во многих случаях, как показывает опыт, их восстановление с использованием частично сохранившихся и даже поврежденных конструкций целесообразно и экономически выгодно. Однако при разработке восстановления таких конструкций часто возникают трудности с определением фактической несущей способности оставшихся конструкций, в частности, при существенном коррозионном износе.

Поэтому возникает необходимость в определении несущей способности поврежденных физическим износом конструкций. Многочисленными натурными наблюдениями выявлена специфическая особенность работы конструкций, подвергшихся температурно-влажностным воздействиям и коррозионному износу.

Рассмотрим это на одном из примеров - конструкции склада песка РУПП «Гранит», строительство которого осуществлено в 1976 г.

КРАТКАЯ ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СКЛАДА

Склад служит для перегрузки и временного хранения песка. Он занимает площадку 50×120 м, на которой расположена надштабельная транспортно-разгрузочная галерея, представляющая собой горизонтальное сооружение, в котором расположены ленточные транспортеры. Отметка низа пролетного строения 15,6 м.

Галерея состоит из трех однотипных блоков шириной 7 м и узла перегрузки. Поперечный разрез склада песка приведен на рис. 2.

Опорами пролетных строений являются монолитные железобетонные колонны круглого сечения диаметром 1,75 м.

Основными несущими конструкциями пролетных строений склада являются стальные сварные фермы с параллельными поясами номинальными пролетами 36 м и высотой 6,5 м (по обушкам). Размеры панелей нижнего пояса составляют 6 м, а для уменьшения расчетной длины сжатого верхнего пояса и раскосов предусмотрена дополнительно шпренгельная решетка. Сечения стержней из парных уголков тавровые, за исключением стоек, которые имеют крестовое сечение.

По верхним поясам ферм с шагом 6 м уложены металлические двускатные сварные балки покрытия двутаврового сечения. По балкам уложены сборные железобетонные плиты размером $1,5 \times 6$ м. В качестве утеплителя использован керамзитобетон. Кровля рулонная.

К выпускам фасонки нижних узлов ферм с шагом 6 м подвешены металлические сварные балки двутаврового сечения со стенкой размерами 710×8 мм и поясами 240×12 мм. По балкам уложены сборные железобетонные плиты размерами $1,5 \times 6$ м. Утепление перекрытия обеспечивается за счет пеносиликатных плит толщиной 100 мм, пол - бетонный толщиной 40-50 мм.



Рисунок 1 – Общий вид склада песка

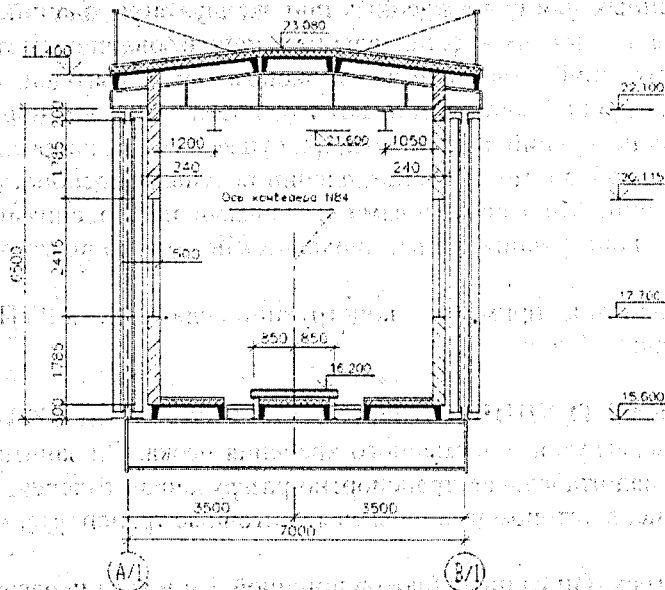


Рисунок 2 – Поперечный разрез надштабельной галереи

Общая устойчивость балок покрытия и перекрытия галереи обеспечивается жесткостью дисков, образованных сборными железобетонными плитами с приваркой в трех углах и замоноличиванием швов. Пространственная жесткость пролетных строений обеспечивается за счет горизонтальных связей по верхним и нижним поясам, ферм и опорных рам, имеющих жесткое соединение ригелей с опорными стойками несущих ферм.

По обе стороны конвейера располагаются разгрузочные решетки шириной по 850 мм, через которые песок из двух воронок подвижной бункерной тележки транспортера сыпается на площадку склада.

В качестве стенового ограждения галереи применены керамзитобетонные панели.

Фундаменты под колонны здания перегрузочного узла и надштабельной галереи выполнены монолитными столбчатого типа глубиной заложения 3.45 м.

РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ СКЛАДА ПЕСКА

При проведении обследования определялись дефекты конструкций, возникшие на стадии изготовления и монтажа, и повреждения, возникшие в результате действия нагрузок и условий эксплуатации. Обращалось внимание также на отклонения проектных решений от требований действующих

норм как в результате ошибок и просчетов, так и из-за несовершенства нормативных документов периода проектирования. Повреждения от атмосферных воздействий заключаются в разрушении защитных покрытий и коррозии металла, т.е. уменьшении расчетных сечений элементов.

Натурным обследованием установлено, что металлические фермы пролетных строений и связи по верхним и нижним поясам надштабельной галереи поражены поверхностной коррозией, а в местах скопления пыли – язвенной коррозией.

Металлические балки покрытия опираются сверху на узлы ферм и крепятся с помощью болтов. Балки покрытия находятся в удовлетворительном состоянии.

Металлические сварные балки перекрытия крепятся к выпускам узловых фасонки ферм через фланцы с помощью сварных швов.

Балки имеют составное сечение пролетом $l = 7$ м, расположены с шагом 6 м. На балки перекрытия передается нагрузка от собственного веса конструкций пола, технологическая нагрузка от стоек рамы конвейера, подвижной разгрузочной тележки, ремонтных материалов и оборудования. Вследствие нарушения эксплуатационного режима работы склада балки перекрытия подверглись сильному коррозионному износу. Продукты отсева (песок и пыль) не вывозятся своевременно, штабели насыпаются выше проектной отметки, вследствие чего конструкции пролетных строений оказываются засыпанными песком. В отдельных местах балки оказываются засыпанными песком на всю высоту (см. фото рис. 1). Для уменьшения запыленности внутризаводской среды продукты отсева увлажняются путем распыления над штабелем воды (орошение). Влажный песок и пыль, скапливаясь на поясах балок, создают благоприятную для коррозии среду. Наибольший коррозионный износ пояса и стенки имеют в местах расположения разгрузочных решеток. На нижних участках стенок отдельные балки имеют 100% износ (сквозные отверстия). По результатам измерения сечений коррозионный износ балок по прочности на изгиб достигает 22,7...40%, что требовало их безотлагательного усиления или полной замены.

На основании материалов обследования конструкций галереи были разработаны чертежи по усилению балок перекрытия склада песка и рекомендуемая последовательность выполнения работ по восстановлению эксплуатационной надежности их.

АНАЛИЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ГАЛЕРЕИ

Проверочный расчет конструкций пролетного строения галереи склада песка выполнен для блока, параметры которого приведены в табл. 1:

Таблица 1 – Геометрические данные к расчетной схеме блока

№	Показатели	Значения
1	Длина блока L, м	36,0
2	Ширина блока B, м	7
3	Высота блока (по обушкам ферм) H, м	6,5
4	Расстояние между балками покрытия и перекрытия, м	6,0
5	Отметка низа ферм, м	15,6

Статический расчет конструкций блока галереи выполнен на программном комплексе «Лири Windows» v.9 как пространственной стержневой системы с учетом отклонений верхних узлов ферм от вертикали.

Влияние коррозионного износа и повреждений производилось с учетом уменьшения расчетного сечения и изменения геометрических характеристик его путем компьютерной обработки результатов замеров сечений элементов. Для балок перекрытия, имеющих сплошные поражения стенок коррозией, состояние которых было оценено как неработоспособное, проверочные расчеты не производились, т.к. требовалась их полная замена. Эти балки были приняты из прокатного двутавра 70Б1.

Расчет пролетных строений с учетом фактических нагрузок, пространственной работы и имеющихся дефектов позволяет сделать заключение, что уровень напряжений во всех элементах ферм находится в допустимых пределах.

В процессе подготовительных работ по усилению балок перекрытия произошло разрушение одной из них. Балка потеряла несущую способность в месте полного коррозионного разрушения стенки в момент нахождения над ней разгрузочной тележки.

Верхний пояс в месте разрушения стенки потерял устойчивость в вертикальной плоскости, балка получила большие прогибы, все элементы перекрытия, поддерживаемые ею, также сильно деформировались (рис. 3).

Дальнейшая эксплуатация галереи становилась невозможной. Детальные обследования разрушенной балки выявили нецелесообразность усиления ее, требовалась полная замена. А это в свою очередь было связано с демонтажем всех конструктивных элементов, опирающихся на балку (железобетонных плит, конвейерных прогонов и балок, разгрузочных решеток, самого конвейера), что приводило к остановке всего производства, т.к. технологический цикл замыкается на складе песка. Такой вариант был неприемлем.

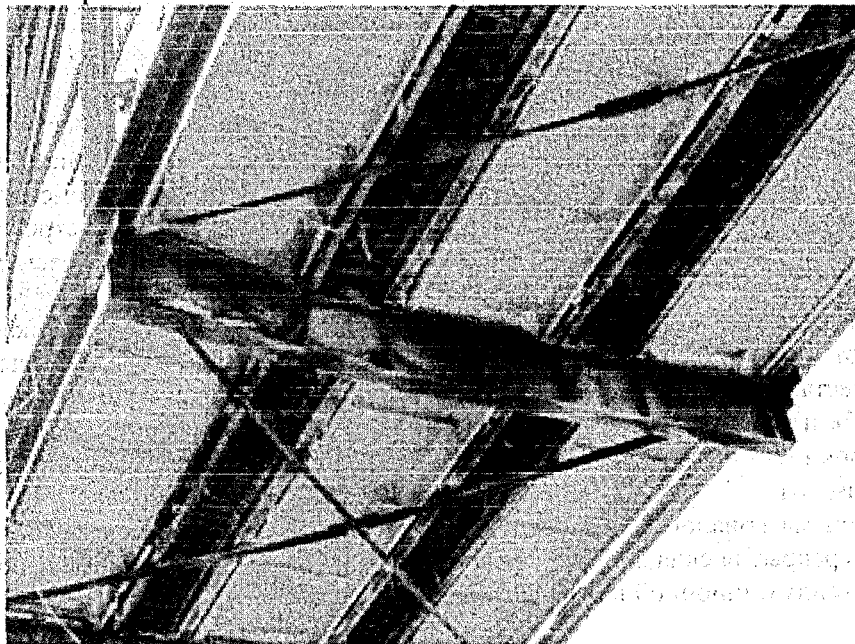


Рисунок 3 – Разрушение балки перекрытия

Поэтому было рассмотрено несколько вариантов. По одному из них предлагалось уплотнить бульдозером штабель песка под галереей, выложить шпальную клетку, на которую установить страховочные леса и произвести замену балки. Однако реализации этого варианта была связана с техническими трудностями и условиями соблюдения техники безопасности.

Было найдено и реализовано более универсальное решение: подведение с обеих сторон разрушенной балки монтажных балок, на которые временно передается нагрузка от элементов перекрытия (рис. 4). Для подвески монтажных балок потребовалось уширить узловые фасонки ферм в местах примыкания стоек и сделать вырезы в узлах крепления раскосов.

Вследствие разрушения балки, были разработаны чертежи по замене ее с учетом имеющегося в наличии проката. Проект усиления конструкций надштабельной галереи был разработан с учетом заключения о техническом состоянии эксплуатируемых конструкций, составленного по результатам обследования. Было выявлено, что и для ряда других балок также требуется безотлагательная замена.

При замене балок нагрузка от веса конструкций перекрытия и технологического оборудования временно передавалась на монтажные балки, подвешиваемые к узлам ферм.

РАСЧЕТ МОНТАЖНОЙ БАЛКИ

Монтажная балка была рассчитана на постоянную, временную длительную, кратковременную технологическую и кратковременные нагрузки.

Проверочный расчет выполнен для балки сечением I40 с консольными свесами по 500 мм для строповки.

Статический расчет на приведенные выше нагрузки выполнен на программном комплексе «Lira Windows», v.9.

Монтажная балка подвешивается к узловым фасонкам, выпущенными за нижние пояса ферм по обе стороны от демонтируемой балки перекрытия. Для возможности строповки вспомогательные балки имели консольные свесы по 500 мм с каждой стороны.

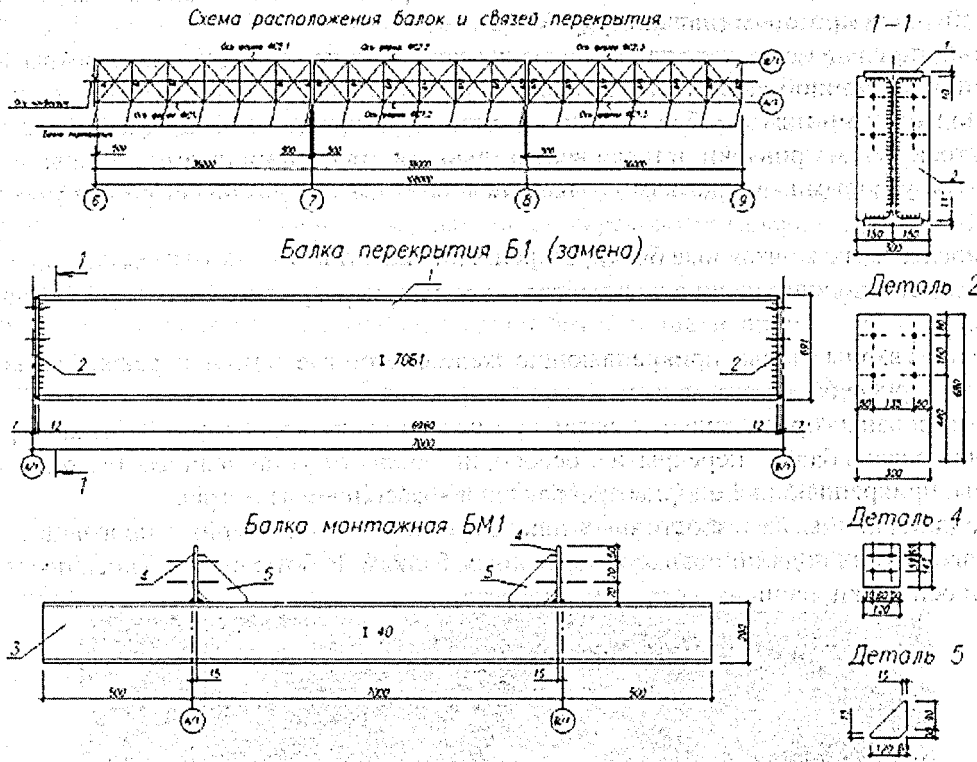


Рисунок 4 – Балка замены Б1 и монтажная балка БМ1

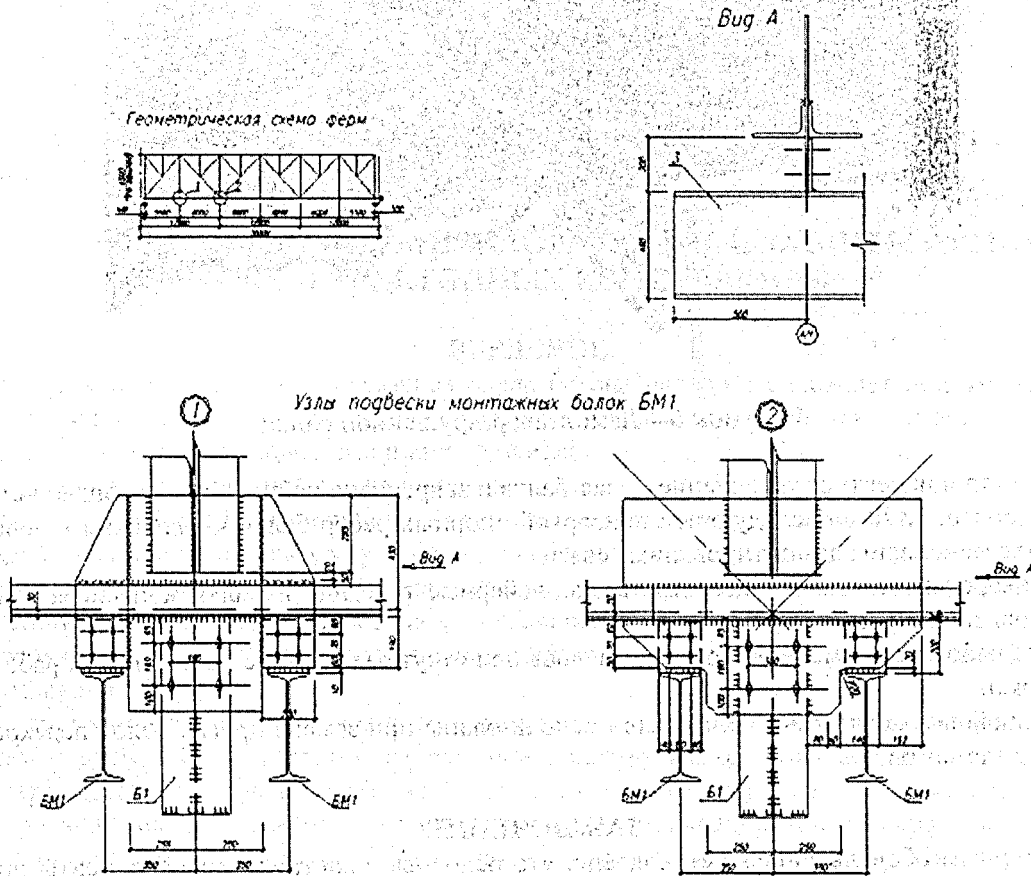


Рисунок 5 – Узлы подвески монтажных балок

За расчетную длину балки из ее плоскости принято расстояние от опоры до закрепления сжатого пояса конвейерным прогоном (дальним) $l_{ef}=390$ см

Была принята следующая технология выполнения работ по замене балки перекрытия и восстановлению эксплуатационной надежности галереи:

1. Для подвески монтажных балок было выполнено уширение узловых фасонки ферм в местах примыкания стоек путем приварки деталей вертикальными стыковыми швами к узловым фасонкам и горизонтальными угловыми - к кромкам уголков нижнего пояса и сделаны вырезы в узлах крепления раскосов (рис. 5).

2. Установлены две монтажные балки, закрепленные болтами к узловым фасонкам.

3. Произведено подклинивание железобетонных плит перекрытия, конвейерных прогонов и балок конвейера.

4. Срезаны сварные швы, прикрепляющие железобетонные плиты перекрытия, конвейерные прогоны и конвейерные балки к заменяемой балке.

5. Демонтированы горизонтальные связи, примыкающие к опорным узлам балки перекрытия.

6. Демонтирована балка перекрытия, освободив опоры от установочных болтов и срезав вертикальные швы, прикрепляющие опорные ребра балки к фасонкам ферм (рис. 6).

7. Приподняты концы железобетонных плит перекрытия, конвейерных прогонов и балок конвейера и произведено их подклинивание к монтажным балкам. Работы выполнялись последовательно с обеих сторон оси балки, начиная с середины пролета.

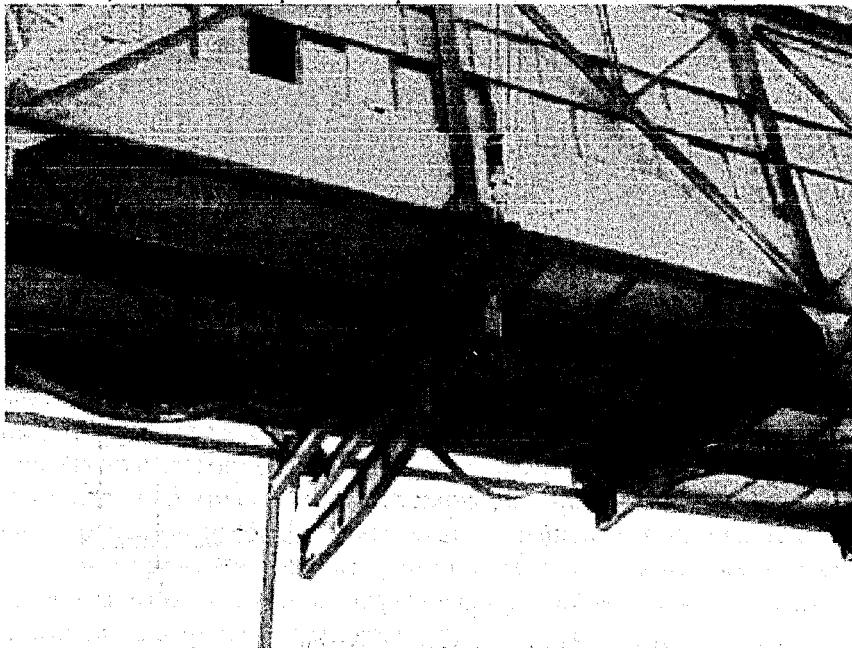


Рисунок 6 – Демонтаж разрушенной балки

8. Поднята в проектное положение новая балка и закреплена на опорах с помощью четырех установочных болтов М20 с последующей приваркой опорных ребер балки к выпускам узловых фасонки ферм. Восстановлены демонтированные связи.

9. Приварены железобетонные плиты, конвейерные прогоны и балки конвейера к верхнему поясу установленной балки.

10. Все работы по замене балок выполнялись при отсутствии в зоне производства работ разгрузочной тележки.

В дальнейшем монтажные балки были использованы при замене других балок перекрытия как инвентарные элементы.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Натурным обследованием установлено, что основные конструктивные элементы пролетных строений надштабельной галереи склада песка, металлические фермы, имеют значительные дефекты и отклонения. Шпренгельные стойки в отдельных фермах установлены с отклонением от вертикали на 200-300 мм, отклонения же верхних поясов ферм из плоскости достигают 350 мм.

В результате длительных атмосферных воздействий окрасочное покрытие изношено. Металлические конструкции поражены поверхностной коррозией, а в местах скопления пыли — язвенной коррозией. Все это потребовало выполнения проверочных расчетов с учетом выявленных дефектов.

2. Вследствие длительного срока службы и нарушения эксплуатационного режима работы склада, балки перекрытия подверглись коррозионному износу, что потребовало их усиления или полной замены.

Выполненными исследованиями было установлено, что технологически и экономически более целесообразным является не усиление сварных балок перекрытия галереи, подвергшихся сильному коррозионному износу, а их полная замена прокатными.

3. Разработанное конструктивное решение и технология выполнения работ позволили выполнить замену балок перекрытия в кратчайшие сроки без остановки производства в условиях действующего предприятия.

4. Приведенное решение может быть использовано и при усилении и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР. — М.: 1985.
2. Пособие по проектированию конвейерных галерей (ГПИ Ленпроектстальконструкция Госстроя СССР). — М.: Стройиздат, 1989.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. — М.: 1986.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. — М.: 1988.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. — М.: 1991.
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. — М.: 1985.
7. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. М.: 1985.
8. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Том 3. Под общей ред. В. В. Кузнецова (ЦНИИ проектстальконструкция им. Н. П. Мельникова) — М.: Изд. АСВ, 1999.
9. Руководство по проектированию транспортных галерей (Ленинградский Промстройпроект). — М.: Стройиздат, 1979.

УДК 624.012.45/46

Белоусова Г. Н., Золотухин Ю. Д.

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОВ АНТИКОРРОЗИЙНОЙ ЗАЩИТЫ АРМАТУРЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

ВВЕДЕНИЕ

Существующее мнение, что щелочная среда бетона надежно сохраняет арматурную сталь за счет образования на ее поверхности пассивных пленок, справедливо только в том случае, когда арматура тщательно очищена от следов омеднения и окислов.

Рассмотрение проблем повышения долговечности железобетонных конструкций должно осуществляться в двух аспектах: изучения характеристик окружающей среды и выявления ведущих факторов воздействия среды на арматуру и бетон, особенно на железобетонные конструкции в целом; изучения механизма и кинетики коррозионных процессов и разработки на этой основе способов повышения стойкости бетона и железобетона в агрессивных средах.

Можно привести много примеров недостаточной длительности сроков службы бетона в различных условиях [1-5].

Коррозия арматуры в настоящее время является одной из главных причин повреждения железобетонных конструкций. Недостаточная толщина защитного слоя, повышенная проницаемость бетона, подвергавшегося тепловой обработке, не создают достаточно надежной защиты стальной арматуры от коррозии в эксплуатационных условиях повышенной влажности и температуры.

Систематическое изучение проблем коррозии и защиты арматуры железобетонных конструкций начала Центральная лаборатория коррозии НИИ бетона и железобетона АСИА СССР под руководством Москвина В.Т. Значительные работы в этой области выполнены Алексеевым С.М., Ивановым Ф.М., Калмыковым В.В. и многими другими.

С появлением ржавчины на поверхности арматуры встает вопрос о том, как остановить процесс коррозии. Этот вопрос достаточно широко рассмотрен в литературных источниках. Эффективным методом защиты в настоящее время является нанесение защитных покрытий на арматуру.

Впервые арматура, покрытая смолистой массой, была применена при строительстве мостов в Пенсильвании (штат США) в 1974 году. В этом же году в государственном бюро стандартов в США начались научные исследования над покрытиями арматуры. В настоящее время в США почти все дорожные агентства в строительстве мостов применяют покрытые стержни в несущих конструкциях. В последние годы наблюдается применение стержней в армировании дорожных покрытий и конструкций высоких зданий. Армирование такого вида применяется в конструкциях очистных станций.

ОБЪЕКТ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В результате исследований, выполненных в лаборатории кафедры «Строительные конструкции, основания и фундаменты» БелГУТ рассмотрены следующие вопросы:

- оценка коррозионной стойкости арматуры при незавершенном строительстве специализированного диспансера (строительство велось Словенской фирмой «Smelt»);
- сцепления арматуры с бетоном при наличии защитных покрытий и электропроводность железобетона;
- эффективность применения защитных покрытий.

При обследовании конструкций на специализированном диспансере в г. Гомеле было обнаружено, что из-за остановки строительства осталась не забетонирована рабочая арматура из стали класса АIII диаметром 8-20 мм, поверхность которой покрылась слоем ржавчины. Бетон на конструкциях объекта был поврежден незначительно, в некоторых местах на бетонной поверхности образовались раковины и отколы. Специалисты фирмы ««Smelt» сделали заключение о необходимости замены всей проржавевшей арматуры новой со снятием бетона на глубину до 60 мм.

Для экономии капитальных вложений в валюте кафедрой «Строительные конструкции, основания и фундаменты» БелГУТ выполнено детальное обследование зданий диспансера и мониторинг коррозионных процессов арматуры при не законсервированном строительстве.

По причине невыполнения правил консервации объекта под действием атмосферных осадков на всей арматуре образовался слой коррозии толщиной от 0,15 до 0,4 мм. Коррозия арматуры обнаружена на всех местах, на которых ее поверхность обнажена, где оставлены торцы арматуры для продолжения бетонирования и на местах, где защитный слой бетона достигает толщины всего несколько миллиметров. На некоторых таких участках степень коррозии оценивается примерно в 5 %, так что арматура существенно не ослаблена. На стальной арматуре выявлены небольшие коррозионные разрушения – поверхность покрыта тонким слоем ржавчины. Из-за приостановления работ и длительного воздействия атмосферных влияний разрушена бетонная поверхность узких элементов, предусмотренных для добетонирования (парапеты стен и т.д.). Несмотря на то, что торцевая арматура покрыта коррозией, это не уменьшило в значительной степени ее диаметра.

Оценка коррозии повреждений арматуры определяется по скорости коррозии, характеризующейся потерями массы. Для анализа степени коррозии арматуры и определения ее временного сопротивления на исследуемом объекте из незащищенных железобетонных конструкций были вырезаны 15 стержней длиной 30 см, диаметром 10 мм. Эти стержни были взвешены, разделены на три группы и замаркированы. Первая группа образцов очищена вручную – металлической щеткой, вторая – сухой пескоструйной обработкой, третья – преобразователем ржавчины. После очистки стержни снова были взвешены. По результатам взвешивания определены потери массы (табл. 1).

Учитывая период нахождения стержней под непосредственным воздействием атмосферных осадков (5 лет), степень их повреждения незначительна и составляет в среднем 1% от массы стержня. Наиболее эффективным способом очистки арматуры от продуктов коррозии целесообразно считать пескоструйную обработку, так как в процессе очистки процент удаления ржавчины выше по сравнению с процентами других используемых методов.

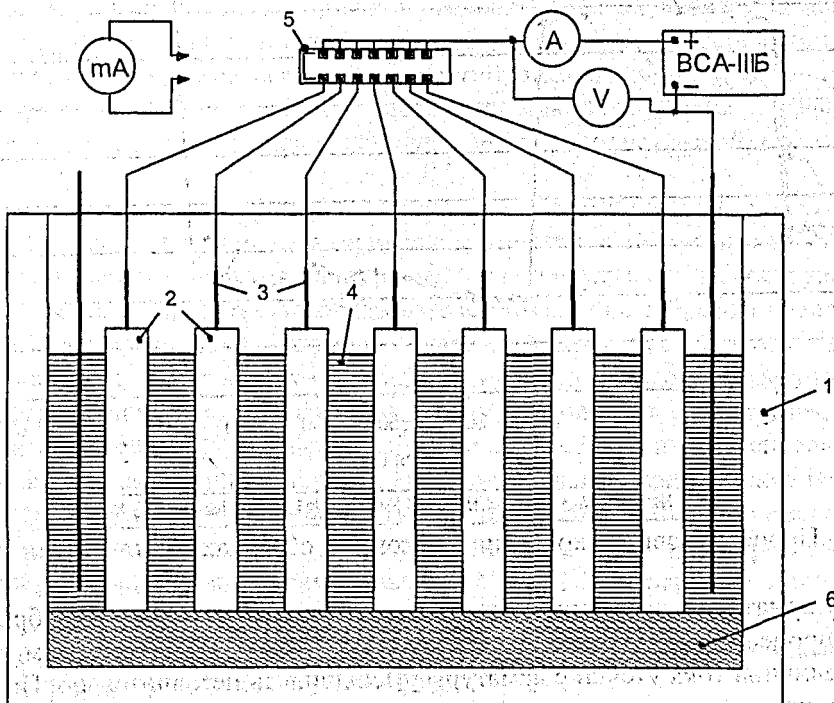
Для оценки влияния ржавчины на состояние арматуры в бетоне была проведена серия опытов на бетонных образцах со стальными стержнями длиной 30 см, одна часть из них была покрыта слоем ржавчины, вторая – различными защитными покрытиями, третья – чистая (заводского изготовления). В качестве защитного покрытия были использованы полимерные составы «Унимаст», «Кормет», «Эпокс». Стержни арматуры были предварительно замаркированы и забетонированы в образцы призмы размером 50×50×150 мм и 100×100×150 мм с выпуском арматуры 150 мм, толщина защитного слоя 2 см и 4,5 см соответственно. Призмы изготавливали из бетона такого же состава, какой при-

менялся при строительстве диспансера: состава 1:2,4:6,2 (цемент – песок – вода) с В/Ц = 0,46, щебень фракциями 5/10 и 5/20. После 4 суток твердения в пропарочной камере образцы подверглись коррозионному испытанию.

Таблица 1 – Определение весовых потерь в арматуре

Марка образца	Вид обработки	Масса до удаления ржавчины	Масса после удаления ржавчины	% коррозии
АР-1	Ручная обработка	184,91	180,14	0,99
АР-2		182,05	180,30	0,96
АР-3		185,05	183,20	0,999
АР-4		183,77	181,90	1,02
АР-5		184,84	182,60	1,20
АП-1	Сухая пескоструйная обработка	193,86	191,90	1,01
АП-2		184,04	182,00	1,10
АП-3		198,42	196,40	1,02
АП-4		196,83	195,10	0,90
АП-5		193,63	191,20	1,20
АПР-1	Преобразователь ржавчины на основе жидкого стекла	195,25	194,50	0,38
АПР-2		195,20	194,30	0,46
АПР-3		195,41	194,70	0,36
АПР-4		194,41	193,00	0,73
АПР-5		194,35	192,80	0,77

Коррозионная стойкость – это не абсолютное свойство самого металла; она определяется не в меньшей степени и характером коррозионной среды. Поэтому испытания проводились в электролизной ванне, заполненной подсолонной водой (1%-раствор NaCl) при температуре 18-20 °С. Арматура на нижнем конце изолировалась эпоксидной смолой. Электрохимические исследования состояли в снятии показаний силы тока в течение 12 часов при прохождении электрического тока через арматуру с постоянным напряжением в цепи. Схематически включение призм в цепь постоянного тока представлено на рис. 1.



1- электролизная ванна; 2- экспериментальные образцы; 3- арматура; 4- вода; 5- переключатель; 6- деревянная решетка; А- амперметр; V- вольтметр; ВСА-111Б – выпрямитель; mA-миллиамперметр

Рисунок 1 – Схема включения призм в цепь постоянного тока:

Интенсивность коррозии арматуры под действием постоянного тока зависит от величины потенциала арматуры по отношению к бетону. Нормальный электрический потенциал арматуры в бетоне имеет величину порядка $-0,4$ В по отношению к водопроводному электроду. При наложении тока в анодных зонах величина потенциала смещается в отрицательную сторону. Очевидно существует критическая (для определенных условий) величина наложения потенциала, при которой нарушается целостность защитной пленки окислов, имеющейся на поверхности стали в щелочной среде бетона. При превышении этой критической величины потенциала начинается процесс коррозии стали в анодных зонах. Скорость этого процесса будет зависеть от плотности тока, перетекающего с арматуры на бетон. Плотность тока может быть резко различной вследствие концентрации тока на острых углах и в местах наименьшего сопротивления бетона. Внешний эффект разрушительного действия электрического тока на железобетонную конструкцию, проявляющийся в виде растрескивания бетона вдоль арматуры, связан прямой зависимостью с количеством протекающего электричества, так как в основе лежит процесс электролиза.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТА И ИХ ОБСУЖДЕНИЕ

В образцах с арматурой, покрытой слоем ржавчины, (№1, №2, №3) первые 10 минут величина тока утечки увеличивалась в среднем на $0,3$ мА, а затем произошел резкий спад, и в течение часа величина утечки оставалась почти стабильной. Это явление происходило вследствие накопления в порах бетона продуктов коррозии металла. Последующие 3 часа величина тока утечки росла. После 4 часов проведения эксперимента снова произошел резкий спад, на образцах появились трещины толщиной $0,1 - 0,3$ мм, в результате чего ток, стекающий с арматуры, увеличился в среднем на $0,6$ мА. Этот спад длился 4 часа. Последующие 3 часа ток утечки с арматуры начал расти. Процесс коррозии в образцах с арматурой, покрытой слоем ржавчины, представлен на рисунке 2.

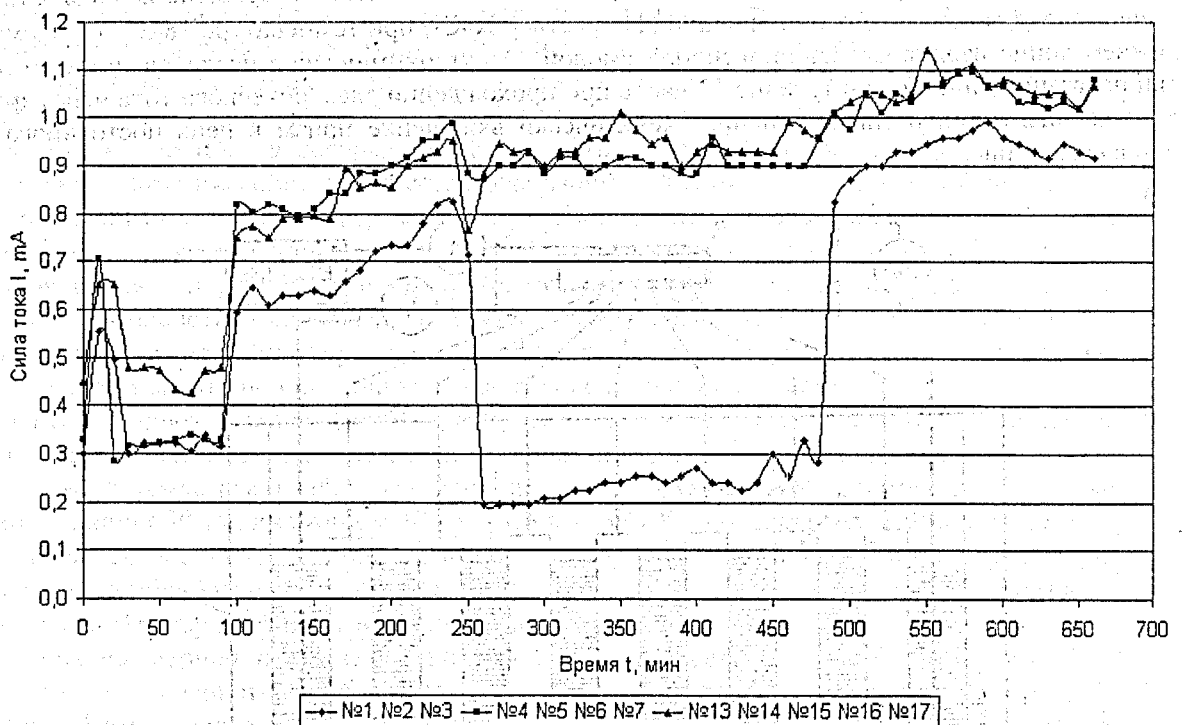


Рисунок 2 – Процесс развития коррозии в бетонных образцах со стальными стержнями

В образцах с арматурой, очищенной от коррозии сухой пескоструйной обработкой (образцы №4, №5, №6, №7), процесс коррозии протекал также как в образцах с ржавой арматурой, но после 4 часов испытаний величина тока утечки с арматуры уменьшилась незначительно. Первые трещины на образцах появились после 6 часов испытаний. Процесс коррозии в образцах с арматурой, очищенной от коррозии сухой пескоструйной обработкой, представлен на рис. 2.

Часть образцов арматуры, покрытой ржавчиной, была очищена от продуктов коррозии сухой пескоструйной обработкой и покрыта различными защитными составами (№8, №9, №10, №11, №12).

Практически во всех образцах с арматурой, покрытой защитными составами, величина тока утечки была равна нулю. На поверхности арматуры появились рыжие пятна. Трещины в течение 12 часов не образовались.

В образцах с чистой арматурой (№13, №14, №15, №16, №17) процесс коррозии протекал по той же схеме, что приведена ранее. После 4 часов величина тока утечки уменьшилась незначительно. На выпусках арматуры появилась точечная коррозия. Первые трещины начали появляться после 6 часов испытаний. В течение двух часов на всех образцах появились трещины (диаметр очага 0,1 – 0,3 мм). Процесс коррозии в образцах с чистой арматурой представлен на рисунке 2.

При рациональном выборе методов защиты арматуры от коррозии важное значение имеет выбор экономически эффективных способов. В качестве критерия экономической эффективности принят минимум затрат, учитывающих себестоимость конструкций и материалов. Сравнение методов защиты показали, что для данного эксперимента экономически более эффективным методом защиты следует считать очистку арматуры вручную, чем достигается минимальное увеличение сметной стоимости по сравнению с использованием традиционных методов защиты от коррозии. Также следует отметить, что перед нанесением полимерных составов на арматуру ее необходимо очистить пескоструйной обработкой, а это приводит к еще большему увеличению сметной стоимости строительства.

Результаты проведенных экспериментов показали, что процесс коррозии в образцах с арматурой, покрытой слоем ржавчины, протекает значительно быстрее, чем в остальных образцах. Следовательно, применение ржавой арматуры при бетонировании недопустимо. Применение арматуры, очищенной от продуктов коррозии (вручную или пескоструйной обработкой), возможно, так как процесс развития коррозии во многом сходен с процессом, возникающим в образцах с чистой арматурой. Применение защитных покрытий обеспечивает надежную коррозионную стойкость арматуры. Следовательно, лучшим способом защиты от коррозии арматуры является нанесение защитных покрытий.

По литературным данным существующие средства и методы защиты арматурной стали от коррозии не в полной мере обеспечивают необходимую защиту, порой сложны и трудноосуществимы технически, а некоторые из них могут привести к водородному охрупчиванию высокопрочной арматуры. Методы защиты, основанные на изменении свойств арматуры, связанные с расходом легирующих добавок, значительно удорожают ее стоимость. Применение ингибиторов не нашло широкого распространения, так как они теряют способность пассивировать арматуру с течением времени.

Щелочная среда бетона сохранит арматуру только в том случае, когда арматура будет тщательно очищена от слоев омеднения и окислов. Большое значение в обеспечении антикоррозионной защиты имеют физико-химические свойства покрытий, позволяющих производить конструкции с металлическими арматурными стержнями, имеющими такие покрытия. Коэффициент защитной способности полимерных покрытий намного больше, чем у таких покрытий, как суспензия, эмульсия, лаки и т. д.

Для оценки влияния вида покрытия на коррозионную стойкость арматуры в железобетонных конструкциях, была проведена следующая серия экспериментов с 46 стальными стержнями длиной 30 см, покрытых слоем ржавчины. Одна часть стержней была подвергнута пескоструйной очистке, вторая – ручной зачистке, третья – обработке преобразователем ржавчины. Образцы предварительно были маркированы. Затем на стержни были нанесены четыре вида защитных покрытий. Для оценки скорости коррозионных процессов в качестве метода исследования был выбран ускоренный метод испытаний «метод полного погружения в электролит». Испытания проводились в электролизной ванне (рисунок 1), заполненной подсолонной водой (5%-раствор), в течение 12 часов при непрерывном прохождении электрического тока через арматурные стержни. Напряжение в цепи составляло 5 Вт.

В образцах N1 - N24 и N36 - N46 (покрытие без полимерных добавок) после 5,5 часов проведения эксперимента величина утечки тока увеличилась. В образцах с арматурой, очищенной от коррозии ручным способом и преобразователем ржавчины N30 - N35 (покрытие с полимерными добавками) величина тока утечки с арматуры уменьшилась незначительно. В образцах с арматурой очищенной от коррозии сухой пескоструйной обработкой N25 - N29 (покрытие с полимерными добавками) практически величина тока утечки была равна нулю.

ВЫВОДЫ

Результаты проведенных экспериментов показали:

- применение арматуры, очищенной от продуктов коррозии, при бетонировании возможно, так как процесс развития коррозии во многом сходен с процессом, возникающим в образцах с чистой арматурой;
- пескоструйная обработка арматуры является самым эффективным методом защиты арматуры и обеспечивает коррозионную стойкость ее;
- защитные покрытия арматуры с полимерными добавками дают высокую коррозионную степень стойкости.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. – М.: Стройиздат, 1976. – 205с.
2. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шиссель П. Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР-ЧССР-ФРГ. – М.: Стройиздат, 1990. – 320с.
3. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. – М.: Стройиздат, 1980.
4. Томашов Н.Д. Теория коррозии и защиты металлов. – М.: Изд АН СССР, 1959.
5. Шаталов А.Я., Маршаков И.К. Практикум по физической химии. – М.: Высшая школа, 1975.

УДК 624.012.45/46

Васильев А.А.

ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ pH- И КАРБОМЕТРИИ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ СОСТОЯНИЯ ДЛИТЕЛЬНО ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Целью настоящей работы является изучение возможности применения pH- и карбометрии при оценке состояния ЖБК при различных сроках их эксплуатации в атмосферных условиях.

Промышленные, транспортные, общественно-культурные и жилые здания и сооружения, где используют сборные железобетонные конструкции, требуют постоянного контроля оценки их состояния, особенно после длительных сроков эксплуатации в атмосферных условиях. Долговечность сооружений в таких условиях зависит от множества факторов [1, 2], но, в конечном счете, определяется воздействием внешней среды и условиями их эксплуатации.

Особого внимания требуют к себе недостроенные здания и сооружения, конструкции которых длительное время находятся под воздействием атмосферных условий без консервации.

В большинстве случаев воздействие кислых газов, содержащихся в воздухе, на бетон изучали индикаторным методом [1]. Данный метод позволяет определять толщину нейтрализованного слоя цементного камня в бетоне с фиксированным значением $pH = 10$, по которой нельзя судить о количественном распределении продуктов коррозии и их влиянии на pH водных вытяжек цементного камня на разной глубине залегания в конструкции. Такие данные представляют большой практический интерес при оценке состояния ЖБК, выборе рекомендаций по проведению ремонтно-восстановительных работ или для продолжения строительства незавершенных объектов.

Объектами исследования служили железобетонные конструкции различных типов.

Количественную оценку состояния бетона выполняли в следующей последовательности:

- определяли на месте поверхностную прочность бетона R. Для выполнения измерений использовали электронный измеритель прочности бетона ИПС-МГ4;
- вблизи замера прочности отбирали образцы для анализа pH водных вытяжек цементного камня и процентного содержания карбонатов.

В качестве образцов использовали сколы бетона толщиной не более 10-15 мм, отобранные из конструкций различного типа или порошков после перфорации бетона на разной глубине.

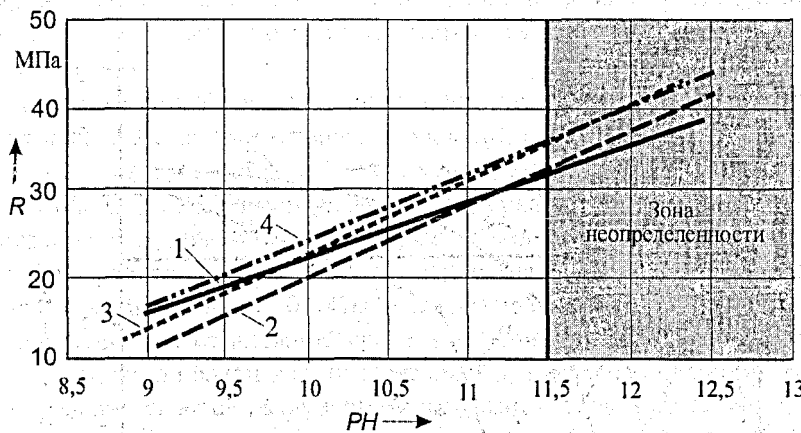
При определении R измерения проводили в трех местах на каждой конструкции, вычисляя средние значения. Обработку накопленных данных проводили по методу наименьших квадратов. Результаты с большими отклонениями значений R не использовали в расчетах средних значений.

Для определения рН поровой влаги и содержания карбонатов К в бетонах использовали методы, приведенные в работе [2].

Работы с использованием рН-метрии весьма малочисленны и проводились в лабораторных условиях при изучении коррозии цементного камня в кислых средах [3,4]. Оценка коррозионного воздействия газовых сред указанным методом проводилась позже на ЖБК с разными сроками эксплуатации [2,5,6,7]. До настоящего времени проводилось мало исследований изучения влияния воздействия атмосферы с учетом времени и условий эксплуатации различного типа ЖБК с использованием рН- и карбометрии.

Известно, что карбонизация бетона сопровождается снижением рН водных вытяжек цементного камня [1,4,7], но неизвестно, как эти изменения отражаются на прочностных свойствах бетона.

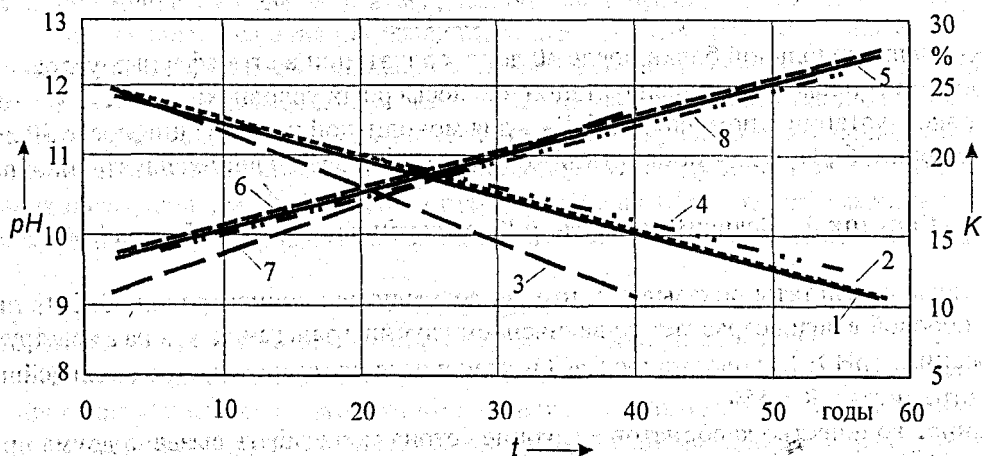
На рис. 1 представлены результаты воздействия атмосферы на изменение рН поверхностного слоя бетонов и их R от времени эксплуатации для наиболее распространенных типовых конструкций из тяжелого бетона. С возрастанием времени эксплуатации снижение рН сопровождается понижением R. Эти зависимости для разных видов конструкций близки и отличаются незначительно углами наклона, которые характеризуют скорость изменения рН и R под воздействием условий эксплуатации и многих других факторов [4].



1 – колонны; 2 – ригели (прогоны); 3 – плиты ребристые; 4 – плиты типа ПК

Рисунок 1 – Зависимость R-рН для атмосферных условий:

На всех типах конструкций наблюдается временной период, когда увеличение концентрации карбонатов не вызывает быстрого изменения рН и, следовательно, R. Этот период для разных видов конструкций составляет от 2 до 10 лет (иногда более), который можно назвать периодом неопределенности из-за разной величины времени, но зоной устойчивого состояния бетона. В этой зоне бетон сохраняет защитные свойства по отношению к арматуре и обладает максимальной R (рис. 1, затененная часть). Причины будут рассмотрены ниже.



зависимость рН-t: 1 – колонны; 2 – ригели (прогоны); 3 – плиты ребристые; 4 – плиты типа ПК;
зависимость K-t: 5 – колонны; 6 – ригели (прогоны); 7 – плиты ребристые; 8 – плиты типа ПК

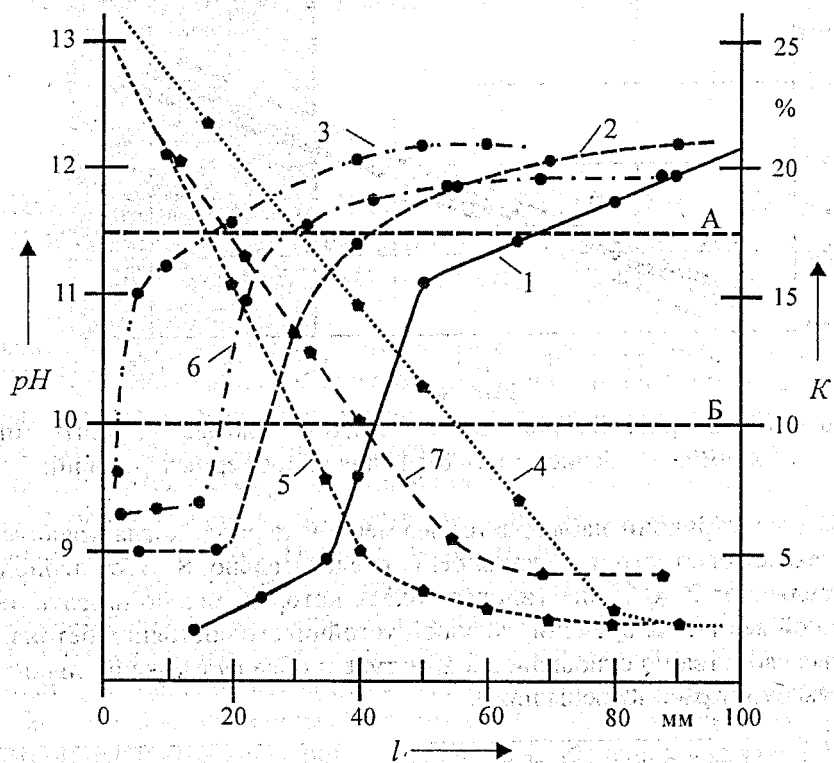
Рисунок 2 – Зависимости рН-t и K-t для атмосферных условий:

Установлено также, что чем выше K , тем ниже величины pH и R с увеличением времени эксплуатации, т.е. карбонизация, наряду с воздействием воды и температурными перепадами, способствует коррозии цементного камня.

Несмотря на значительный разброс показателей, обусловленных обследованием конструкций с бетонами разных классов и множеством факторов, определяющих их свойства, можно считать, что между временем эксплуатации t , R , pH и K существует устойчивая зависимость (рис. 2). Этот вывод справедлив только для средних показателей поверхностного слоя толщиной 10-15 мм и не затрагивает более глубоких слоев тела бетона.

Поэтому представлялось интересным проследить изменение по глубине залегания бетона K и pH , по которому можно судить о R (рис. 3).

На приведенном рисунке горизонтальной пунктирной линией А обозначена граница pH , ниже которой во влажных условиях возможно развитие коррозии арматуры с последующим разрушением защитного слоя бетона. Линией Б обозначена граница pH , выше которой поровая влага цементного камня окрашивается фенолфталеиновым индикатором в малиновый цвет, а ниже – безцветна ($pH=10$). По этим двум линиям можно определить, с какого момента возможна коррозия арматуры по индикаторному тесту и методу pH -метрии.



1- pH - ; 4- K - для продольной балки, после 40 лет эксплуатации в атмосферных условиях; 2- pH - ; 6- K - для колонны, после 40 лет эксплуатации в атмосферных условиях; 3- pH - ; 5- K - для колонн, после 30 лет эксплуатации в помещении; 7- K - для монолитной конструкции, после 30 лет эксплуатации в помещении; 6- pH - для монолитной конструкции, после 30 лет эксплуатации в помещении.

Рисунок 3 — Зависимости pH - и K - от глубины залегания бетона l , мм

Полученные результаты показывают, что во всех случаях концентрация $CaCO_3$ линейно снижается, а pH поровой влаги возрастает с увеличением глубины залегания бетона в конструкциях (рис.3). При достижении $pH \geq 12$ содержание $CaCO_3$ становится постоянным, а при дальнейшем углублении в бетон, стремится к $K \leq 5\%$.

Постоянное количество карбонатов в глубине бетона может быть вызвано двумя причинами: за счет заноса $CaCO_3$ с цементом и песком и карбонизацией бетона в процессе его изготовления.

Постепенное изменение концентрации $CaCO_3$ по глубине конструкции опровергает мнение, что процесс взаимодействия CO_2 с цементным камнем идет в узкой зоне, которая перемещается в глубь

бетона. Эту зону называют переходной [1]. Результаты свидетельствуют, что ширина переходной зоны зависит от времени, условий эксплуатации и состава бетона (рис. 1, кр. 4,5,7). Чем длиннее сроки и жестче условия эксплуатации, тем больше глубина карбонизации. Пусть глубина карбонизации определяется l , когда K становится постоянной величиной, тогда для 40 лет эксплуатации балки в атмосферных условиях $l=80$ мм. Толщина нейтрализованного слоя по фенолфталеиновому тесту составила 35-40 мм. Для колонн после 40 лет эксплуатации в атмосферных условиях $l=40$ мм, а нейтрализованный слой составил 20 мм (рис. 1, кр.6).

Приведенные примеры свидетельствуют, что увеличение времени эксплуатации и условия эксплуатации существенно влияют на величину переходной зоны.

Рассмотренные выше зависимости $K-l$ при их экстраполяции на максимальные значения K приобретают разные величины, которые соответствуют предельной величине карбонизации (ПВК). Под ПВК следует понимать содержание карбонатов в бетоне в массовых процентах, когда вся CaO цемента полностью перейдет в $CaCO_3$.

Расчеты ПВК показывают, что углы наклона зависимостей $K-l$ определяются не только временем и условиями эксплуатации, но также содержанием вяжущего и составом бетона.

Значение ПВК можно использовать для определения процента гидроксида кальция и гидратированных клинкерных материалов, перешедших в карбонаты на разной глубине бетона.

Зависимости pH от K также позволили установить некоторые особенности поведения бетона в контакте с воздухом.

Снижение содержания $CaCO_3$ по глубине залегания бетона сопровождается резким повышением pH поровой влаги. При достижении $K=const$ и значений $pH \geq 12$, цементный камень сохраняет защитные свойства по отношению к арматуре. Эта область лежит выше линии А, граница которой соответствует $pH=11,5$ (рисунок 3). Между линиями А и Б с интервалом $pH=11,5$ и 10,0 располагается зона неопределенного состояния арматуры в бетоне. В сухих условиях, где относительная влажность поддерживается постоянной и сравнительно невысокой, сохраняется пассивное состояние металла вследствие высокого омического сопротивления бетона или развитие коррозии с очень малой скоростью. Если конструкция эксплуатируется во влажной среде или периодически смачивается водой из-за протечек, то в этой области pH поровой влаги начинает развиваться интенсивная коррозия арматуры. Как правило, такие процессы заканчиваются разрушением защитного слоя бетона. Ниже линии Б обычно создаются устойчивые условия для коррозии арматуры при малейших изменениях условий эксплуатации.

Данные также показывают, что индикаторный метод дает заниженную толщину слоя бетона, в которой возможно развитие коррозии арматуры во влажной среде (рис.1, пересечение кривых 1,2,3 линий А и Б). У продольной балки ширина нейтрализованного слоя по фенолфталеину составляет 35-40 мм, в то время как во влажных условиях коррозия арматуры возможна на глубине 60 мм бетона.

Для всех случаев имеет место медленное снижение pH , с момента когда их значения выше 12,0, что соответствует свежеприготовленным бетонам (рисунок 1, область выше линии А). Это указывает на проявление цементным камнем свойств буферных растворов, которые характеризуются буферной емкостью. Это значит, что бетон определенный промежуток времени, взаимодействуя с агрессивной средой, очень медленно меняет pH поровой влаги, т.е. обладает буферной емкостью. Буферная емкость будет зависеть от начального значения pH после изготовления ЖБК, которая, в свою очередь, зависит от содержания цемента, его марки, соотношения заполнителей к вяжущему и других факторов.

Именно буферная емкость бетона и условия эксплуатации объясняют наличие зоны устойчивого состояния (область неопределенности), которая соответствует инкубационному периоду [4] (рис. 1).

Экспериментальные результаты изучения воздействия CO_2 воздуха на ЖБК по глубине залегания в бетоне и влияния образующихся карбонатов на pH поровой влаги цементного камня показали, что эти процессы зависят от многих факторов, но в конечном итоге - от условий и времени эксплуатации.

ВЫВОДЫ

Экспериментальные результаты позволили сделать следующие выводы:

- показатель pH служит важной характеристикой цементного камня бетонов; определяющей состояние гидратированных минералов цементного клинкера, от которого зависит его прочность и адгезия к заполнителям, а также защитные свойства к арматуре при воздействии агрессивных сред;
- для различных видов конструкций, выполненных из тяжелого бетона, зависимости $R-pH$ для одинаковых условий эксплуатации очень близки и отличаются незначительно углами наклона;
- между временем эксплуатации t , R , pH и K существует устойчивая связь;

- для разных сроков эксплуатации ЖБК в атмосферных условиях происходит близкое к линейному снижению содержания карбонатов и увеличение рН водных вытяжек цементного камня по мере углубления в бетон;
- характер распределения карбонатов и рН по глубине зависят от времени, условий эксплуатации, состава бетона и толщины конструкции;
- чем продолжительней срок и жестче условия эксплуатации, тем больше глубина карбонизированного слоя;
- сокращение содержания цемента в бетоне влияет на угол наклона зависимости изменения содержания карбонатов от глубины залегания в конструкции;
- по значениям рН определены три зоны состояния бетона и арматуры: устойчивое состояние, неопределенное состояние арматуры, зона сильной коррозии арматуры и деградации бетона;
- индикаторный метод дает заниженную толщину слоя бетона, в которой возможно развитие коррозии арматуры во влажной среде;
- предложено понятие предельной величины карбонизации, значение которой позволяет определять степень карбонизации и процент гидроокиси кальция и гидратированных клинкерных минералов, перешедших в карбонаты на разной глубине бетона;
- совместное применение рН- и карбометрии позволяет достаточно подробно судить о состоянии ЖБК на данный момент эксплуатации;
- введение в нормативные документы определения состояния бетона при помощи методов рН- и карбометрии позволит определять состояние бетона и арматуры, а также прогнозировать их состояние, не разрушая конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С.Н., Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. – М.: Стройиздат. 1978.
2. Кудрявцев И.А., Беспалова М.В., Васильев А.А. Диагностика, эксплуатация и ремонт зданий и сооружений. Пособие по спец. «Технический надзор» 2003. – БелГУТ, Гомель.
3. Карнаухова Л. Н., Петров-Денисов В. Г. Исследование физико-химических процессов и закономерностей массопереноса при коррозии цементного камня в кислых средах. Сб. научных трудов НИЖБ. М.: 1984, с. 82-98. Труды называются «Коррозионная стойкость бетона и железобетона в агрессивных средах».
4. Алексеев С.Н., Иванов Ф.И., Модры С., Шисль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. М.: Стройиздат, 1990.
5. Кузнецов Ю. Д., Заславский И. М. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий. Киев, «Будивельник», 1985.
6. Кудрявцев И.А., Богданов В.П. Исследование карбонизации ЖБК с длительным сроком эксплуатации. Журнал Материалы, технологии, инструменты. Гомель, т. 5 № 3, 2000.
7. Кудрявцев И.А., Богданов В.П. Исследование состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций. Сб. трудов «Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии». Межд. науч.-практич. конф. Минск, 2000. с. 352.

УДК 666.97

Иванов А. Д.

ПОВЫШЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СТАДИИ ИХ ПРОИЗВОДСТВА

Целью настоящей работы является усиление внимания к проблеме повышения долговечности строительных конструкций на стадии их производства.

Очевидно, что долговечность строительных конструкций, как и другие показатели, характеризующие их качество, “прогнозируется” при изготовлении этих конструкций. Одним из факторов, влияющих на долговечность строительных конструкций, является капиллярно-поровая структура бетона, которая определяет коррозионную стойкость бетона, из которого изготовлена строительная конструкция. Кроме того, от капиллярно-поровой структуры бетона зависит коррозия арматуры железобетонных строительных конструкций.

Формирование капиллярно-поровой структуры бетона в значительной степени происходит при проведении технологического процесса изготовления строительных конструкций. Наибольшее влияние оказывают технологические операции по приготовлению бетонной смеси, уплотнению бетонной смеси, твердению бетона. Эти же технологические операции оказывают влияние на прочность бетона в строительных конструкциях.

Правильное (или не правильное) назначение состава бетонной смеси предопределяет характеристики бетона, приготовленного из этой смеси. Исследователи бетона так много внимания уделяли и продолжают уделять этому вопросу, что имеются десятки аналитических зависимостей, устанавливающих прочность бетона от характеристик компонент бетонной смеси. Такое большое количество формул обуславливается, конечно, стремлением авторов этих формул как можно более точно учесть влияние состава бетонной смеси на характеристики бетона, но главная, на мой взгляд, причина заключается в том, что теоретические и практические результаты не совпадают. И, естественно, возникало и возникает желание найти такие зависимости или улучшить существующие, чтобы исключить этот недостаток. И иногда предлагаются может быть и правильные формулы, но проверить их невозможно, потому что невозможно их практическое применение.

Таким образом, в практике, а еще больше в теории, имеется множество зависимостей, с помощью которых предлагается осуществлять подбор соотношения компонент бетонной смеси. В [1] приводится перечень таких аналитических выражений, этот список, однако, можно продолжить.

Еще в позапрошлом столетии русский ученый, генерал-майор Петербургской военно-инженерной академии И.Г. Малюга предложил аналитическое выражение, которое связывает прочность бетона с характеристиками и соотношениями компонент бетонной смеси.

$$R = \frac{R_u}{A(B/C)^n}, \quad (1)$$

где R — прочность бетона;
 R_u — активность цемента;
 B — содержание воды в бетонной смеси;
 C — содержание цемента в бетонной смеси;
 A — эмпирический коэффициент, характеризующий заполнители в бетонной смеси;
 n — эмпирический коэффициент, связывающий прочность бетона с водоцементным отношением в бетонной смеси.

В выражении (1) все логично, оно имеет ясный физический смысл:

- чем выше марка (активность) цемента, тем выше прочность бетона;
- чем больше цемента (в известных пределах), тем прочность бетона должна быть выше;
- чем больше воды в бетонной смеси, тем прочность бетона ниже;
- показатель степени (n) у водоцементного отношения говорит о том, что при изменении B/C прочность бетона изменяется не по линейному закону;
- качество заполнителей сказывается на качестве бетона, коэффициент A мог находиться и в числителе, но, поставив его в знаменатель, И.Г. Малюга подчеркнул главенствующую роль цемента в формировании свойств бетона.

Формула (1) предназначена для расчета состава бетона, находит применение при приготовлении бетонной смеси и показывает потенциальную прочность бетона, приготовленного из бетонной смеси с данным составом, но не учитывает влияния на прочность бетона технологического процесса его изготовления. С учетом влияния технологического процесса формула (1) может быть преобразована в (2)

$$R = \frac{R_u}{A(B/C)^n} K_u K_t, \quad (2)$$

где K_u — коэффициент, учитывающий уплотнение бетонной смеси;
 K_t — коэффициент, учитывающий условия твердения бетона.

Коэффициенты K_u и K_t следует учитывать и при приготовлении бетона в условиях лаборатории.

Значение K_u определяется степенью уплотнения бетонной смеси и численно равно коэффициенту степени уплотнения бетонной смеси.

Значение K_t имеет более сложное происхождение и должно учитывать влияние на прочность бетона таких условий твердения бетона как температура изотермического прогрева и скорость, с ко-

торой она была достигнута, а также скорость остывания бетона, влажность среды, в которой происходило твердение бетона.

В условиях реального производства все элементы, составляющие выражения (1) и (2), как, впрочем, и во всех других выражениях, приведенных, например, в [1], в количественном выражении являются неопределенными (или определенными только в некотором интервале) переменными, численные значения которых носит случайный характер. Поэтому состав бетонной смеси постоянно уточняется заводскими лабораториями. Для чего используют пробные замесы, что практически мало что дает, так как результаты, полученные в пробных замесах, также требуют корректировки в каждом последующем.

Влияние технологического процесса производства строительных конструкций на их характеристики, в том числе и долговечность, существенно усиливается нестабильностью характеристик материалов, из которых бетон изготавливается. Существует настоятельная необходимость в разработке механизмов, которые компенсировали бы нестабильность характеристик указанных материалов и технологического процесса. Таким, наиболее широко применяемым в настоящее время механизмом, для цементных бетонов является увеличение расхода цемента. Это позволяет в значительной степени решить проблему прочности бетона, но в существенно меньшей степени проблему долговечности строительных конструкций, коррозионной стойкости бетона и железобетона.

Можно утверждать, что обеспечить высокий уровень качества бетонной смеси без умения достигать требуемого содержания воды в бетонной смеси невозможно. Можно утверждать, что обеспечить высокий уровень показателя долговечности строительных конструкций без умения контролировать степень уплотнения бетонной смеси и управлять процессом твердения бетона невозможно. Вопросы больше, чем ответов.

Может, например, проще изменить систему приготовления бетонной смеси. Что и было предложено автором и реализовано с помощью коллег в научно-исследовательском и проектно-технологическом институте стройиндустрии Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь.

В условиях изменчивости (непостоянства) значений параметров исходных материалов (компонент) бетонной смеси от замеса к замесу только адаптивная корректировка содержания воды в бетонной смеси непосредственно в бетоносмесителе может дать положительный практический результат по стабилизации качества бетонной смеси на необходимом уровне.

Зависимость прочности бетона от В/Ц — это фактически зависимость прочности бетона от объема и характера пор, образованных водой, не вступающей в химическое и, возможно, в физико-химическое взаимодействие с цементом.

Но пористость бетона не ограничивается только порами, возникшими под воздействием воды. В бетонную смесь вовлекается воздух при ее приготовлении, транспортировке и укладке. Чем больше такого воздуха, тем ниже прочность бетона.

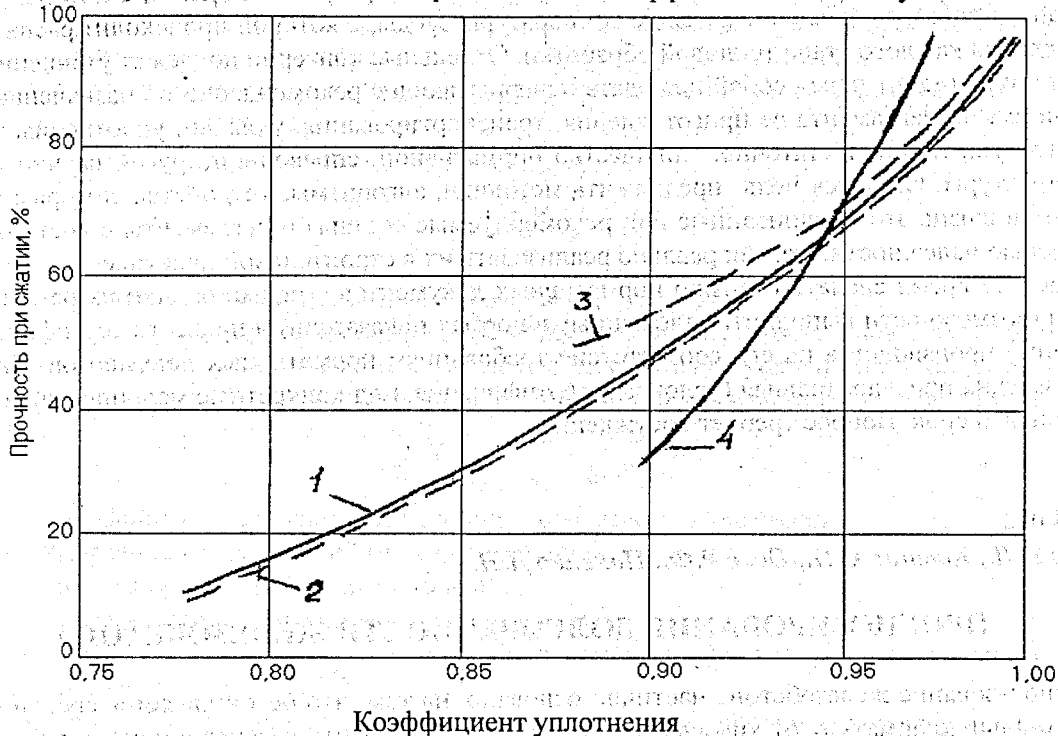
Поэтому огромное значение при изготовлении бетона имеет уплотнение бетонной смеси, хотя на практике этому вопросу уделяется не так много внимания, значительно меньше, чем ее составу.

Уплотнение бетонной смеси характеризуется коэффициентом степени уплотнения (отношение объема полностью уплотненной бетонной смеси к объему, занимаемому бетонной смесью после ее уплотнения). На рисунке 1 приведены графики зависимости прочности бетона от коэффициента степени уплотнения бетонной смеси. Из графиков видно, что при снижении степени уплотнения смеси на один процент (в диапазоне коэффициента степени уплотнения от 0,95 до 0,98) прочность бетона после твердения снижается на 5–10% (по данным разных исследователей).

Изменение прочности бетона, подсчитанное по формуле Болоея, при изменении водоцементного (цементоводного) отношения на один процент составило 1,3%. Близкие результаты получаются и при расчете прочности бетона по формулам других авторов. Таким образом, изменение коэффициента степени уплотнения бетонной смеси на 1% оказывает в 4–8 раз большее влияние, чем изменение на 1% водоцементного (цементоводного) отношения.

Попытки решить проблему уплотнения за счет увеличения его длительности сверх оптимально необходимого времени приводит к расслоению бетонной смеси, что также отрицательно сказывается на прочности бетона. Причем, если уровень возмущающей силы недостаточен, то даже длительное уплотнение не гарантирует требуемую его степень. Актуальность контроля степени уплотнения особенно возрастает при автоматизации технологического процесса. Однако на сегодняшний день отсутствуют точные и надежные методы измерения степени уплотнения бетонной смеси в процессе формования.

Зависимость прочности бетона при сжатии от коэффициента степени уплотнения



- по данным Макферлейна;
- по данным Либмана;
- по данным Гланвилля;
- по данным Сорокера.

Иногда решающее и всегда существенное значение для долговечности бетона имеют условия его твердения. Практикуемая для ускорения твердения бетона его тепловая обработка при неправильном её назначении и проведении вносит столь существенные изменения в структуру бетона, что резко снижается не только его прочность, но и долговечность. Важнейшим параметром режима твердения бетона, влияющим на его долговечность, является скорость подъёма температуры бетона до температуры его изотермического прогрева. Наиболее сложно контролировать этот параметр режима твердения с использованием тепловой обработки бетона при производстве изделий по конвейерной технологической схеме.

Необходимо признать тот факт, что существующее заводское производство строительных конструкций не в полной мере обеспечивает их выпуск в полном соответствии с требованиями нормативной документации и, прежде всего, по вопросам долговечности.

Предложен новый метод управления технологическим процессом, заключающийся в том, что случайный характер технологического перехода или технологической операции в целом детерминирован, т.е. в момент проведения им придается однозначность. Для этого детерминированного характера технологической операции и разрабатывается алгоритм управления. Автором статьи совместно с коллегами в научно-исследовательском и проектно-технологическом институте стройиндустрии Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь разработаны алгоритмы такого адаптивного управления технологическим процессом производства бетонных и железобетонных изделий, устройства и автоматизированные системы по их реализации. Их опытно-промышленное внедрение на ряде заводов сборного железобетона показало правильность принятых алгоритмических, программных и технических решений.

Для каждой технологической операции выработан критерий управления в соответствии с новым методом управления. Для приготовления бетонной смеси это её консистенция (удобоукладываемость). При укладке бетонной смеси в опалубку это масса смеси, для уплотнения бетонной смеси это толщина смеси. При заглаживании открытых бетонных поверхностей — содержание воды в полусухой смеси, с помощью которой производится заглаживание бетонной поверхности. При тепловой

обработке бетонной смеси — температура изотермического прогрева, скорость, с которой эта температура достигается, а затем снижается до температуры среды, в которой происходит распалубка, время проведения каждого этапа тепловой обработки. Отдельные критерии подлежат уточнению.

Автор не ставит перед собой цель дать исчерпывающие рекомендации по назначению составов бетонной смеси, регламента ее приготовления, транспортирования, укладки, уплотнения, твердения. Для этого существует достаточное количество нормативной, справочной, другой научно — технической литературы. Ставится цель предложить методики, алгоритмы, устройства, которые позволяют воплотить в жизнь эти предписанные или рекомендуемые составы и регламенты с достаточно высокой степенью надежности, т.е. как реально реализовать их в строительной практике.

Настало время сделать ревизию нормативных документов с целью оценки их реальной достижимости (возможности выполнить заложенные в нормах показатели) и провести сертификацию (а не аттестацию) производства на его соответствие требованиям нормативных документов. На каком-то этапе возможна предварительная (условная) сертификация, под конкретные мероприятия и на непродолжительный срок. Вопрос требует обсуждения.

УДК 624.012

Полейко Н.Л., Ковшар С.Н., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Использование железобетона частично основано на том, что бетон является средой, предохраняющей стальную арматуру от химической коррозии. Способность пассивации стали в бетоне на основе портландцементного клинкера определяется его щелочностью. Бетон также является физическим барьером против веществ, которые способствуют развитию коррозии стальной арматуры.

При эксплуатации железобетонных конструкций потеря пассивности стали может наступить:

- в результате карбонизации защитного слоя бетона (снижение pH);
- в результате диффузии через защитный слой бетона к поверхности стальной арматуры агрессивных ионов;
- в результате разрушения защитного слоя.

Прогнозирование долговечности железобетонной конструкции можно вести двумя способами. Первый способ основан на том, что срок службы конструкции определяется моментом депассивации арматуры, т.е.:

$$t_L = t_0, \quad (1)$$

где t_L — долговечность, t_0 — время возникновения коррозии

Второй способ — срок службы определяется временем, необходимым для исчерпания несущей способности арматуры, за счет уменьшения ее сечения при коррозии, т.е.:

$$t_L = t_0 + t_1, \quad (2)$$

где t_1 — время распространения коррозии, которое определяется временем, необходимым для максимально-допустимой потери площади поперечного сечения арматуры. Если принять, что время депассивации арматуры незначительно, то в этом случае формулу (2) можно записать в следующем виде:

$$t_L = t_1. \quad (3)$$

Время депассивации арматуры в бетоне при действии на него хлоридов и углекислого газа атмосферы можно определить исходя из известных моделей, основанных на законах диффузии Фика. Например, зависимость для определения времени возникновения коррозии арматуры при воздействии хлоридов на бетон имеет вид:

$$t_0 = \frac{1}{12 \cdot D \cdot \left[c / (1 - (C_{th} / C_s)^{1/2}) \right]^2}, \quad (4)$$

где D — коэффициент диффузии хлорид-ионов в бетоне;

c — толщина защитного слоя;

C_{th} — критическое содержание хлоридов у поверхности арматуры;

C_s – концентрация агрессивного раствора на поверхности конструкции.

Предельную концентрацию хлоридов у поверхности арматуры обычно принимают 0,4 % и 0,2 % от массы цемента для обычной и напряженной арматуры соответственно.

Для расчета времени депассивации арматуры при действии углекислого газа атмосферы используют следующую зависимость:

$$t_0 = \left(\frac{d}{K_c} \right)^2, \quad (5)$$

где d – глубина карбонизации,

K_c – коэффициент карбонизации.

Поскольку скорость протекания процесса карбонизации защитного слоя бетона определяется не только концентрацией углекислого газа, а также влажностными условиями, в которых эксплуатируется конструкция, то для расчета коэффициента карбонизации была предложена следующая зависимость [1]:

$$K_c = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a \cdot f_{cm}^b, \quad (6)$$

где c_{env} – коэффициент, зависящий от условий эксплуатации конструкции;

c_{air} – коэффициент, зависящий от воздухопроницаемости бетона;

f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие;

a и b – коэффициенты, зависящие от вида вяжущего.

Примерные значения коэффициентов условий эксплуатации, воздухопроницаемости бетона и вида вяжущего приведены в табл. 1-3.

Таблица 1 – Примерные значения коэффициента, зависящего от условий эксплуатации конструкции

Условия эксплуатации конструкции	Значение коэффициента c_{env}
Конструкции, эксплуатирующиеся в сухих условиях	1,0
Конструкции, эксплуатирующиеся во влажных условиях	0,5

Таблица 2 – Примерные значения коэффициента, зависящего от воздухопроницаемости бетона

Характеристика бетона по воздухопроницаемости	Значение коэффициента c_{air}
Полностью не проницаемы	1,0
Частично проницаемы	0,7

Таблица 3 – Примерные значения коэффициентов, зависящих от вида вяжущего

Вид вяжущего	a	b
Портландцемент без минеральных добавок	1800	-1,7
Портландцемент с минеральными добавками	400	-1,2
Шлакопортландцемент	360	-1,2

Для прогнозирования долговечности железобетона по второму способу, т.е., когда допускается возможность коррозионного поражения арматуры в результате карбонизации или воздействия агрессивных веществ, необходимо иметь в виду следующее: объем продуктов реакции в результате коррозии стальной арматуры во много раз превышает объем исходного материала, в результате чего в объеме бетона (как правило, защитный слой) возникают растягивающие напряжения, которые приводят к нарушению или полному разрушению защитного слоя. При данном виде коррозионного повреждения следует учитывать следующие факторы:

- уменьшение поперечного сечения арматуры;
- уменьшение прочности сцепления между бетоном и арматурой;
- растрескивание или полное разрушение приарматурного слоя, что снижает поперечное сечение бетонной конструкции и, как следствие, снижает несущую способность всей конструкции.

Для того, чтобы определить долговечность такой конструкции, необходимо определить влияние указанных факторов на ее несущую способность. В работе [2] этот предел предложено определять следующим образом:

$$t_1 = \frac{\Delta R_{\max}}{r}, \quad (7)$$

где ΔR_{\max} — максимальная потеря в радиусе арматуры за счет коррозии;
 r — скорость коррозии.

В общем случае потеря в сечении арматуры связана с коррозионным растрескиванием защитного слоя. В данном случае время, необходимое для исчерпания несущей способности арматуры за счет коррозии, может быть определено [3]:

$$t_1 = \frac{80 \cdot C}{D \cdot r}, \quad (8)$$

где C — толщина защитного слоя;

D — диаметр арматуры;

R — скорость коррозии.

Скорость коррозии арматуры зависит в значительной степени от окружающих условий (относительная влажность и температура). Скорость коррозии арматуры в бетоне предложено оценивать по следующей зависимости:

$$r = c_T \cdot r_0, \quad (9)$$

где c_T — коэффициент, зависящий от температуры;

r_0 — скорость коррозии при $+20^\circ \text{C}$.

Примерные значения скорости коррозии стальной арматуры в карбонизированном бетоне и бетоне с присутствием солей-хлоридов приведены в таблице 4 [5].

Таблица 4 — Скорость коррозии стальной арматуры в карбонизированном бетоне и бетоне с присутствием солей-хлоридов

Относительная влажность воздуха, %	Карбонизированный бетон, мм/год	Бетон с присутствием солей-хлоридов, мм/год
99	0,02	0,34
95	0,5	1,22
90	0,12	0,98
85	0,03	0,78
80	0,01	0,61
75	0,001	0,47
70	0	0,36
65	0	0,27
60	0	0,19
55	0	0,14
50	0	0,09

Коэффициент, зависящий от температуры, определяется исходя из условий эксплуатации конструкции. В качестве примера можно привести температурные коэффициенты и скорости коррозии стальной арматуры, рассчитанные для некоторых городов Европы (таблица 5).

Таблица 5 — Температурные коэффициенты и рассчитанные скорости коррозии для некоторых городов Европы

Город	Температурный коэффициент	Скорость коррозии, мм/год	
		при эксплуатации во влажных условиях	при эксплуатации в сухих условиях
Хельсинки	0,32	0,16	0,04
Амстердам	0,47	0,24	0,06
Мадрид	0,73	0,37	0,09

Скорости коррозии рассчитаны без учета влияния солнечного излучения на температуру поверхности конструкции. Однако следует отметить, что при определении температурных коэффициентов и скорости коррозии необходимо учитывать влияние микроклиматических особенностей района.

Данная методика разработана в предположении того, что скорость коррозии остается неизменной на всем протяжении процесса.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Vesikari E. (1994) Durability design of concrete structures with respect to frost attack: Proceedings of the Fourth International Symposium on Cold Region Development, 13-16 June. Association of Finnish Civil Engineers RIL, 2 pp.
2. Pihlajavaara S.E. (1994) Contributions for the development of the estimation of long-term performance and service life of concrete. Helsinki University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Surveying, Espoo, Report 3, 26 pp.
3. Srivastava K.N., Kumar M. A note on the problem of edge crack in a semi-circular plate // Int. J. Fract. – 1976. – 12, N4. – p.645-646.
4. Matala S. (1991) Service life model for frost resistance of concrete based on properties of fresh concrete, Nordisk Vagtekniska Forbundet, Broseminarium, Korsar, Denmark, 18 pp.
5. Vesikari E. (1995) Betonirakenteiden kayttoikamitoitus (Service life design of concrete structures). Association of Finnish Civil Engineers RIL, Helsinki. RIL 183-4.9/ (In Finnish, 120 pp.)
6. Petersson P.E. Fracture Energy of Concrete: Practical Performance and Experimental Results// Cement and Concrete research. –10, 1980. –p.91-101.
7. Strange P.C., Bryant A.H. Experimental Tests on Concrete Fracture// Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE. –105, 1979. –pp.334-343.
8. Wittmann F.H., Rokudo K., Bruhwiler E., Mihashi H., Simonin F. Fracture energy and Softening of Concrete as Determined by Means of compact tension specimens// Materials and Structures, ol. 21, 1988. –pp.21-32.
9. Wittmann F.H., Zaitsev Yu.V. Verformung und Bruchvorgang poroser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und unter Dauerlast. Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton, H, 232; West-Berlin, 1977. –24p.
10. Lott J.L., Kesler C.E. Crack Propagation in Plain Concrete, in Simposium on Structure of Portland Cement Paste and Concrete// Special report 90, Highway Research Board. –Washington, D.C., 1996. –p. 204-218.
11. Mindess S. The application of Fracture Mechanics to Cement and Concrete: a Historical Review// In: Fracture Mechanics of Concrete. –Amsterdam, Elsevier, 1983. –p.1-30.
12. Moavenzaden F., Kuguel R. Fracture of Concrete// Journal of Matherials. –4, 1969. –p.497-519.
13. Alford N. MCN., Poole A.B. The Effect of Shape and Surface Texture on the Fracture Toughness of Mortars.// Cement and Concrete Research. –9. –1979. –P. 583-589.
14. Bazant Z.P. Mechanics of distributed cracking// Applied Mechanics Reviews, ASME, Vol. 39, №5, 1984. – pp 675-705.
15. Bentur A., Mindess S., Banthia N. The behaviour of concrete under impact loading exptirmental procedures and method of analysis// RILEM Materials and structures 19, № 113, 1986. – pp 371-378.

УДК 666.97.017

Полейко Н.Л., Ковшар С.Н., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ОПИСАНИЯ ПРОЦЕССОВ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА ОТ ДЕЙСТВИЯ ПОПЕРЕМЕННОГО ЗАМОРАЖИВАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ

В настоящее время не существует общего мнения относительно разработки моделей долговечности бетона при действии попеременного замораживания и оттаивания. Модели в основном предназначены для использования при проектировании на долговечность с коэффициентами безопасности. Однако следует отметить, что используемые модели не всегда в полной мере отражают факторы, влияющие на долговечности бетона, что выражается в различных формах разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании.

Под воздействием попеременного замораживания и оттаивания имеется в виду постепенное разрушение бетона с поверхности. В данных условиях происходит постепенное уменьшение прочности бетона, и, как следствие, происходит окончательное разрушение бетона с поверхности.

Скорость разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании в первую очередь определяется условиями воздействия окружающей среды. Коррозионное воздействие на бетон усиливается при применении солей-электролитов, в частности, при использовании хлористых солей они способствуют, наряду с попеременным замораживанием и оттаиванием, развитию физической коррозии бетона.

Основными причинами разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании является 9%-ое увеличение в объеме воды при замораживании, возникновение давления от растущих

кристаллов льда в капиллярно-пористой структуре материала, расклинивающее действие воды, температурные деформации составляющих бетона.

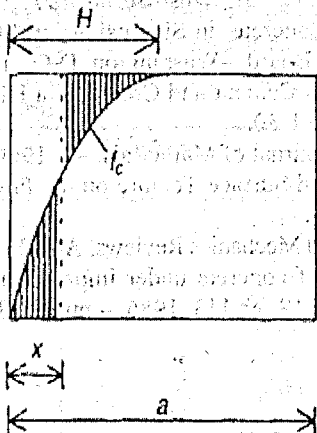
Морозостойкость – это свойство материала противостоять попеременному замораживанию и оттаиванию. Помимо структурных характеристик бетона, на морозостойкость оказывают влияние также условия воздействия окружающей среды. Разрушающее действие окружающей среды усиливается при воздействии на бетон растворов солей. Типичной картиной механизма разрушения от совместного воздействия соли и мороза является постепенное отслаивание и шелушение поверхности бетона.

Полное разрушение от попеременного замораживания-оттаивания является результатом уменьшения прочности бетона конструкции с поверхности, которое с увеличением количества циклов приводит к полному разрушению. Уравнение (1) показывает модель разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании:

$$f_{ck}(d) = f_{ck} [1 - [1 - (d/H)^n]] \quad (1)$$

где $f_{ck}(d)$ – характерная прочность на сжатие бетона на глубине d ;
 f_{ck} – характерная прочность на сжатие неразрушенного бетона,
 d – глубина от поверхности,
 H – глубина разрушения,
 n – количество циклов (или время) замораживания и оттаивания.

При выполнении расчетов уменьшение прочности бетона с поверхности можно представить как уменьшение прочности конструкции за счет уменьшения исходных размеров. Данный метод реализуется путем введения понятия явной потери бетона.



$$f_c = f_{ck} (1 - (1 - \frac{d}{H})^n)$$

$$N = f_{ck} (a - x)$$

$$x = H / (n + 1)$$

Рисунок 1 – Определение явной потери бетона.

Рис. 1 показывает уменьшение прочности, согласно уравнению (1), в пределах глубины воздействия, H . Величина индекса n уменьшается от бесконечности (в момент $t=0$) до 0 (после бесконечно длительного времени). Величину x можно вычесть из ширины конструкции a , чтобы получить ту же самую величину для конструкции с неразрушенным бетоном. Таким образом, даже если не происходит реальное ослабление бетона, разрушение можно принять в расчет, уменьшая размеры конструкции при явной потере бетона. Явной потерей является глубина разрушения, деленная на величину $n+1$, соотношенную со временем.

Конечно же, реальное разрушение бетона определяется в первую очередь условиями эксплуатации. В общем случае потерю структурно-эффективного бетона можно представить как функцию времени и описать линейной моделью (2) [1].

$$r = c_{env} c_{cur} c_{age} a^{-0.7} (f_{ck} + 1)^{-1.4} \quad (2)$$

$$s = rt \quad (3)$$

где r – скорость разрушения; мм/год;

c_{env} – коэффициент, зависящий от условий окружающей среды;

c_{cur} – коэффициент, зависящий от возраста бетона;

c_{age} – коэффициент, зависящий от состава вяжущего;

c_{env} – содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси, %;

f_{ck} – средняя прочность на сжатие бетона;

s – потеря структурно-эффективного бетона.

Данная формула пригодна для бетонов низких и средних классов по прочности на сжатие. Для высокопрочных в настоящее время проводятся дополнительные исследования, поскольку, как было установлено, возможно появление значительных внутренних напряжений в материале, что приводит к преждевременному разрушению материала.

Коэффициент, зависящий от возраста бетона, предложено определять по формуле:

$$c_{cur} = 1 / (0.85 + 0.17 \log_{10}(d)) \quad (4)$$

где d – возраст бетона, дни.

Коэффициент, зависящий от состава вяжущего, предложено определять по формуле:

$$c_{age} = 1 / (1 - 0.045 p_{sf} - 0.008 p_{sl} - 0.001 p_{fl}) \quad (5)$$

где p_{sf} – содержание кремнезема, % от общей массы вяжущего;

p_{sl} – содержание доменного шлака, % от общей массы вяжущего;

p_{fl} – содержание золы-уноса, % от общей массы вяжущего.

Коэффициент окружающей среды (c_{env}) определяют по таблице 1 в зависимости от условий эксплуатации.

Таблица 1 – Классификация условий и величин коэффициента окружающей среды

Класс	Условия	c_{env}
1	Очень сильные большое количество циклов замораживания-оттаивания, наличие солей и солей-антиобледенителей, значительные колебания температур и влажности	80 – 160
2	Сильные Большое количество циклов замораживания-оттаивания, постоянное увлажнение конструкций (без хлоридов), значительные колебания температуры и влажности	40 – 80
3	Умеренные Конструкции на открытом воздухе, периодическое замораживание-оттаивание, умеренные перепады температуры и влажности	20 – 40
4	Благоприятные замораживание и оттаивание отсутствует	<20

Под повреждением поверхности бетонных конструкций мы имеем в виду различные типы механизмов выветривания в условиях на открытом воздухе, исключая повреждение от мороза, которое моделируется отдельно. Они включают колебания температуры и влажности, процесс выщелачивания и физическую солевую коррозию бетона.

Ежедневные температурные перепады, особенно на поверхностях, открытых солнечному свету, вызывают постепенное разрушение поверхностного слоя. Периодическое увлажнение и высыхание с климатическими изменениями влажности также вызывают постепенное образование трещин на поверхности бетонных конструкций. Как отмечается, данные разрушения вызваны главным образом несовместимостью температурных деформаций цементного камня и заполнителя в бетоне.

При постоянном воздействии воды на бетон возможна коррозия выщелачивания. Наличие агрессивных солей обуславливает разнообразные механизмы коррозии, связанные с кристаллизацией солей в порах бетона. Эти механизмы обычно включают капиллярный подсос соленой воды из почвы или моря, за которым следует выпадение в осадок кристаллов соли в поры и полости при испарении. Данный механизм представляется как расширение и сжатие кристаллов соли в результате гидратации и дегидратации, и которые, в конечном счете, ведут к разрушению бетона.

Понятие явной потери бетона, которое было введено ранее, также может быть применимо для описания модели разрушения поверхности бетонной конструкции. Это означает, что разрушение бетона по поверхности конструкции принимается в расчет как соответствующая явная потеря бетона. Уменьшение несущей способности конструкции оценивается по потере эффективной площади поперечного сечения бетона, а не от снижения прочности бетона в конструкции.

Отмечено, что проницаемость бетона напрямую связана с долговечностью конструкций. Скорость проникновения воды и растворенных вредных веществ зависит от проницаемости, а также от скорости процесса выщелачивания из бетона. Проницаемость бетона связана с его прочностью на

сжатие. Считают, что для бетонов средней или высокой прочности (30 – 100 МПа) скорость разрушения (потеря структурно-эффективного бетона) является постоянной и обратно-пропорциональна прочности на сжатие. Увеличение прочности бетона в два раза уменьшает скорость потери бетона до одной десятой. Для расчета скорости разрушения предложено уравнение (6) [2].

$$r = c_{env} c_{cur} f_{ck}^{-3.3}, \quad (6)$$

где r – скорость разрушения (потеря структурно-эффективного бетона, мм/год);

c_{env} – коэффициент, зависящий от условий окружающей среды;

c_{cur} – коэффициент, зависящий от возраста бетона;

f_{ck} – средняя прочность на сжатие бетона.

Коэффициент, зависящий от условий окружающей среды, предложено определять по табл. 2.

Таблица 2 – Классификация условий и величин коэффициента окружающей среды

Класс	Условия	Величина коэффициента окружающей среды
1	Очень сильные морские конструкции или конструкции в пределах капиллярного подъема соленой грунтовой воды, высокие колебания температур и влажности	100 000 – 500 000
2	Сильные морские конструкции или конструкции в пределах капиллярного подъема соленой грунтовой воды, колебания температур и влажности	10 000 – 100 000
3	Нормальные нормальные внешние условия, незначительные изменения температур и влажности	1000 – 10 000
4	Благоприятные Сухие условия, без доступа солнечного света	<1000

Скорость разрушения в первую очередь определяется условиями окружающей среды. Показано, что долговечность бетона может колебаться от 10 до 10 000 000 лет, в зависимости от условий, в которых эксплуатируется конструкция.

Формула для коэффициента, зависящего от возраста бетона, аналогична уравнению 4.

Для конструкций, эксплуатирующихся в гидротехнических сооружениях, характерно разрушение бетона не только от действия попеременного замораживания – оттаивания, агрессивных веществ растворенных в воде, а также за счет разрушения поверхности, находящейся в контакте со льдом. Механизм разрушения обусловлен механическим износом поверхностного слоя бетона за счет воздействия пластов льда при движении. Разрушение может быть вызвано тремя причинами: механическим износом цементного камня, механическим износом заполнителя, а также разрушением бетона при низкой прочности сцепления заполнителя с цементным камнем. Скорость механического износа под действием льда предложено определять по следующей зависимости [5]:

$$b = \frac{3}{f_{ck} \cdot s}, \quad (7)$$

где f_{ck} – прочность бетона на сжатие, s – скорость движения льда у поверхности.

Общую глубину механического износа предложено определять по следующей зависимости [4]:

$$ABR = \sum a_i \log_n s / \log_n R_i + (1 - \sum a_i) b, \quad (8)$$

где a_i – содержание заполнителя в бетоне определенной крупности;

n_s – число ударов льда о поверхность бетона при движении пласта льда;

n_l – число ударов, необходимое для разрушения контактной зоны между заполнителем и цементным камнем.

В случае совместного воздействия попеременного замораживания и оттаивания и механического износа под действием льда глубину разрушения предложено оценивать по следующей зависимости [4]:

$$ABR = 1 / (1 - \sum a_i) 3 / f_{ck} s \quad (9)$$

Рассмотренные модели разрушения бетона могут быть использованы для разработки общей модели разрушения капиллярно-пористых тел при попеременном замораживании и оттаивании, а также при моделировании процессов физической формы коррозии при воздействии солей хлоридов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Vesikari E. (1994) Durability design of concrete structures with respect to frost attack. Proceedings of the Fourth International Symposium on Cold Region Development. 13-16 June. Association of Finnish Civil Engineers RIL, 2 pp.
1. Pihlajavaara S.E. (1994) Contributions for the development of the estimation of long-term performance and service life of concrete. Helsinki University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Surveying, Espoo, Report 3, 26 pp.
2. Srivastava K.N., Kumar M. A note on the problem of edge crack in a semi-circular plate // Int. J. Fract. - 1976. - 12, N4. - p.645-646.
3. Matala S. (1991) Service life model for frost resistance of concrete based on properties of fresh concrete, Nordisk Vagtekniska Forbundet, Broseminarium, Korsar, Denmark, 18 pp.
4. Vesikari E. (1995) Betonirakenteiden kayttoikamitoitus (Service life design of concrete structures). Association of Finnish Civil Engineers RIL, Helsinki. RIL 183-4.9/ (In Finnish, 120 pp.)

УДК 691.332:628.1

Прасол А.В.

ИССЛЕДОВАНИЕ МАССОПЕРЕДАЧИ ВОДЫ И ХЛОРИДНЫХ РАСТВОРОВ В БЕТОНЕ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Цементный камень в бетоне относится к капиллярно-пористому гидрофильному материалу, способному не только адсорбировать влагу и газы из воздуха, но и легко поглощать, когда избыток воды или солевого раствора попадает на поверхность железобетонной конструкции, а в бетоне определенная часть пор не содержит влаги. В таких условиях массоперенос не должен подчиняться законам Фика. Поэтому представлялось интересным изучить массопередачу жидкой среды с помощью электрохимических методов, сочетая их с гравиметрическими.

Для изготовления образцов использовали портландцемент 500 Костюковичского завода с активностью 320 кг/см^2 . В качестве заполнителей служили щебень гранитный фракции 5-10 и карьерный песок. Из бетона изготавливали балочки размером $4 \times 4 \times 7 \text{ см}$, в которые по центру заделывали стальные электроды размером $1 \times 1 \times 1 \text{ см}$ из стали Ст3. К электродам припаивали токоотводы с полихлорвиниловой изоляцией. Места пайки и четыре грани кубов изолировали отвержденной эпоксидной смолой. Электроды заделывали в бетон таким образом, чтобы толщина защитного слоя составляла 15 мм.

Образцы были изготовлены из бетона следующего состава: 1:0,9:2,4 с В/Ц=0,5, где цемент: песок: щебень с В/Ц – водоцементное соотношение.

Для изучения кинетики массопереноса использовали воду и 3% раствор NaCl, который применяется в качестве антиобледенительного средства в песчано-сильвийных смесях.

Образцы после распалубки помещали в эксикатор с дистиллированной водой, где они находились 28 суток для набора прочности и окончания процесса гидратации.

Изучение кинетики массопереноса осуществляли, измеряя водопоглощение весовым методом для образцов, которые не содержали электродов и падение сопротивления образцов с электродами, помещенных в дистиллированную и 3% раствор NaCl.

Определение изменения массы осуществляли на весах ВЛК-500, позволяющих фиксировать вес с точностью $\pm 2 \text{ мг}$. Для образцов с электродами параллельно со взвешиванием определяли электрическое сопротивление бетона и его изменение во времени, а также потенциал стального электрода, имитировавшего стальную арматуру.

Сопротивления измеряли с помощью цифрового измерителя С. L. R. марки E7-8 в автоматическом режиме поиска при частоте тока 1000 Гц. Потенциалы измерялись при помощи иономера универсального ЭВ-74.

Электропроводность бетона зависит в основном от ионов Ca^{2+} и OH^- , а количество жидкой фазы и структура порового пространства определяет величину (R_6) критического сопротивления бетона [1]. Это позволило определить пористость бетона (P_6) и изучить кинетику водонасыщения пор по скорости изменения R_6 и параллельно весовым методом.

По минимальному значению R_6 вычислили общую пористость бетона по формуле:

$$P_6 = (R_p/R_6) \cdot 100\% \quad (1)$$

где R_p — сопротивление в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ стальных электродов с площадью 1 см^2 , расположенных на удалении $1,5 \text{ см}$, Ом;

R_6 — сопротивление бетона с площадью электродов 1 см^2 , Ом;

$$P_6 = (99/458) \cdot 100\% = 18,1\%$$

Полученные результаты сравним с вычисленными по формуле:

$$P_6 = (V - 0,84 \cdot \omega \cdot \text{Ц} / 100) \cdot 100\% \quad (2)$$

где V — вода, используемая для приготовления смеси, л.;

$0,84$ — объем химически связанной воды ($0,25 - 0,30$);

Ц — расход цемента, кг.

Формула (2) рекомендуется для расчета P_6 , когда используются плотные горные породы заполнителей [2].

Расхождение значений P_6 обусловлено худшим уплотнением при изготовлении образцов малой емкости.

Перед определением пористости образцы подвергали естественной обработке в течение 30 суток при $18 - 20^\circ \text{C}$ при относительной влажности 50% . За это время потеря влаги составляла $3,2\%$ от массы образцов, что соответствовало объемной потере влаги $8,3\%$. Следовательно, только 8% порового пространства было свободно от влаги. Оставшаяся влага распределялась по гелевым и капиллярным порам и не оказывала существенного влияния на R_6 , так как $R_6 = 2,6 \text{ МОм}$, а при нагреве и выше.

При быстром погружении образцов в дистиллированную или водопроводную воду начинается процесс водонасыщения, кинетика которого представлена в таблице.

Таблица

Время, мин.	Δm , г.; H_2O	% насыщения	$\Delta m \cdot 10^{-6}$, г/см ² ·мин	ΔR , кОм/см ² ·мин	ΔE , В
0	0	0	0	290	+ 0,02
1	2,18	30	15139	4,00	- 0,08
5	1,44	19,8	2500	3,50	- 0,085
10	0,46	6,3	639	3,02	- 0,110
60	1,06	14,6	147	2,87	- 0,175
1440	1,78	24,5	8,6	0,84	- 0,195

В первую минуту наблюдается наибольшая скорость массопередачи воды с появлением по всей наружной поверхности образца пузырьков воздуха. Это свидетельствует об отсутствии влияния перепада гидростатического давления при вытеснении воздуха из поровой структуры. Можно предположить, что из-за высокого химического сродства воды к гидратированному цементному клинкеру в порах размером $50 - 100 \text{ мкм}$ и больше вода перемещается по всему периметру стенок порового пространства, образуя мениски в тупиках. Вогнутость менисков обращена в сторону выхода пор, облегчая вытеснение воздуха. Поры указанного размера образуются за счет поверхностного и внутреннего водоотделения и называются седиментационными. Они являются главными транспортными путями проникновения воды в бетон [3]. В более узких порах скорость вытеснения воды идет медленней, что затормаживается также растворением кристаллической $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Потенциал стального электрода смещается к отрицательным значениям, но сохраняет пассивное состояние.

Аналогичная зависимость наблюдается, когда использовали 3% раствор NaCl . В этом случае уже на вторые сутки потенциал электрода в бетоне достигал более отрицательных значений ($-0,395 \text{ В}$). При таких значениях потенциалов стальная арматура распассивируется и появляется возможность развития коррозионного процесса. Нельзя исключать того, что медленная фаза обусловлена постепенным вытеснением остатков воздуха за счет перепада гидростатического давления жидкой среды.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Полученные результаты свидетельствуют об отсутствии защитных свойств сухого бетона при обводнении его хлоридными растворами, а массопередача не подчиняется законам диффузии, так как скорость насыщения порового пространства на три порядка выше рассчитанной по законам Фика ($10^{-4} \text{ см}^2 \cdot \text{с}$).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вершиник Ю. Н., Левчиненко А. Г., Репих Л. Н., Федорова З. Н. Электросопротивление клинкерных материалов и их гидратов. Труды Сибирского НИИ энергетики-Новосибирск. ЦБТИ, вып. 2, 1964.
2. Домокеев А. Г. Строительное производство-М.: "Высшая школа", 1989.
3. Москвин В. М., Иванов Ф. М., Модры С., Шисль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах-М.: Стройиздат, 1990.

УДК 624.131+624.01.04:712

Шведовский П.В., Волчек А.А., Лукаш В.В.

ОЦЕНКА РИСКА И НЕОПРЕДЕЛЕННОСТЕЙ ПРИ АНАЛИЗЕ
ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ИНЖЕНЕРНЫХ ОБЪЕКТОВ

Анализ исследований по эксплуатационной надежности инженерных объектов позволяет отметить, что одним из важнейших компонентов формирования базовой и прогнозной моделей надежности является оценка риска и неопределенности функционирования объекта [1, 4].

Так как даже для технически несложных инженерных объектов характерно не менее 200 значимых подсистемных и межкомпонентных связей, знание о которых более чем на 80% малодостоверно, то функционирование любого объекта нужно рассматривать как функционирование целостной динамически противоречивой пространственно-временной системы с длительным циклом функционирования, состоящей из подсистем (коммуникационных, технологических, связевых, строительных, средовых, прочностных, защитных и т.д.), обеспечивающих ее стабильное функционирование в настоящем и будущем.

Исходя из законов композиции общей теории таких систем, необратимости принципов неполноты информации о внутренней природе составляющих подсистем, компонент и механизмах их устойчивости (надежности и уязвимости) с учетом логических правил соразмерности и истинности, надежное функционирование объекта может быть описано методами теории принятия решений в условиях неопределенности, непараметрическими методами математической микростатистики, методами морфологического анализа, через суммарные статистики на базе теории векторов или интервальными оценками таких параметров экологической надежности и экологической устойчивости, как доверительные границы, степень и границы максимального риска, их приемлимость и рискозащищенность.

Анализ исследований в области создания общей структуры и принципов оценки надежности (рисков) структурно- и связесложных систем [2, 3] показывает, что любая структура должна удовлетворять принципам относительной полноты и непересекаемости и, соответственно, оценка (анализ и синтез) рисков должна базироваться на трехуровневой системе принципов: методологической (определяющей концептуальные положения), методической (связанной со спецификой систем, надсистем, подсистем и конкретикой условий) и операциональной (связанной с однозначностью и достоверностью информационных потоков).

Анализ концептуальных основ позволил сформировать следующую значимую группу методологических принципов – объективность, корректность, ограниченность, системность, взаимозависимость, позитивность и однотипность.

Объективность риска означает, что при оценке необходимо обеспечить достоверность отражения структуры и характеристик системы, при этом нужно полно, по мере возможного, учесть как качественные и количественные параметры переходных процессов, так и степень недостоверности и неопределенности, объективно присущую будущему.

Корректность рисков означает, что при оценке должны выполняться такие формальные требования, как аддитивность, транзитивность, непропорциональность и интервальная монотонность, т. е. $R_{\text{общ}} = R_1 + R_2$; $R_{\text{общ}}^i < R_{\text{общ}}^{i+1} < R_{\text{общ}}^{i+2}$; $R_i \notin R_{\text{общ}}^i$, где R_i – общие и частные риски.

Ограниченность рисков означает, что их формирование во многом зависит от наличия ресурсов однократного или многократного пользования (природные, социальные, финансовые и информационные), а системность (комплексность) – что в своей совокупности они должны образовывать замкнутую систему иерархического типа: эмерджентные ↔ неэмерджентные риски.

Взаимозависимость рисков означает, что формирование (возникновение) одних рисков непосредственно или через сложные опосредованные связи приводит к формированию других (например, экономические → экологические → социальные), а однотипность, что независимо от типа риска, все они имеют противоречивую экономическую или внеэкономическую оценку, но обязательно – прямую.

Позитивность же рисков означает, что интегральный показатель риска не должен быть больше уровня приемлемости, т. е. риски не должны приводить к катастрофической ситуации.

Основные методические принципы – разновосприимчивость, динамичность, согласованность и диссонансируемость исходят из предположений, что любое действие вносит в систему и, соответственно, в окружающую среду что-то специфическое, при этом даже при несинхронности отдельных проявлений реально однозначная характеристика предполагаемой динамики процессов.

Операциональные принципы определяют моделируемость и симплифицируемость рисков, т. е. возможность описания любой рискованной ситуации моделью с относительно простым информационно-вычислительным методом оценки риска.

Совокупность всех этих принципов позволяет любую рискологическую проблему рассматривать и трактовать как абстрактную систему, познание которой требует анализа со структурным или функциональным подходом и синтеза, с эмерджентным или синергическим подходом [4].

Анализ рискологических исследований [1, 2, 5] требует предварительного постулирования для гео- и агроландшафтных систем, аксиом приемлемости, всеохватности и неповторимости.

Приемлемость определяет границы изменения показателей во времени и закономерности происходящих изменений, с точки зрения экологических и социально-экономических последствий, всеохватность – объективность рисков и их обязательность (присутствие) для любого ранга управляемости функционированием систем, а неповторимость – невозможность формирования тождественных полей риска даже для близких ситуаций сходных систем, независимо от степени их идентичности.

Наиболее важными в исследованиях приемлемости риска являются границы и тип изменчивости показателей. В целом, следует различать детерминированную (с постоянным или меняющимся средним значением), стохастическую, импульсивно-разделяющуюся и циклическую изменчивость.

Что касается исследований всеохватности и неповторимости, то наиболее существенными являются знания параметров рискозащищенности систем, определяющие надежность структурных элементов и вероятность сохранения работоспособности внутрисистемных связей, при воздействии, поствоздействии и взаимодействии экстремальных факторов. Следует отметить, что и для рискозащищенности важны не сами параметры, а их пороговые (предельно допустимые) значения.

Так как уровень рискозащищенности характеризуется риском возникновения опасных явлений или чрезвычайных ситуаций и катастроф, то уровень риска можно описать зависимостью вида

$$R = R_1 \cdot R_2 \cdot R_3, \quad (1)$$

где R_1 – вероятность формирования опасных факторов;

R_2 – вероятность формирования определенных уровней действия факторов;

R_3 – вероятность, что уровни действия факторов обуславливают долгосрочные последствия.

Отсюда приемлемый риск – это компромисс между реальным уровнем рисков и возможностью их достижения, что и определяет необходимость выделения двух рискованных категорий – кризисная ситуация и катастрофическая ситуация.

Что же касается разделения области риска, то целесообразно выделение безрисковой области и областей минимального, повышенного, критического, катастрофического и недопустимого рисков.

При этом все многообразие периодов жизнедеятельности систем, с позиции рискозащищенности, можно охарактеризовать следующей схемой (рис. 1).

Для устойчиво стабильного периода величина рисков настолько незначительна, что можно говорить о полной рискозащищенности. Устойчиво квазистабильному периоду характерны достаточно значительные риски только для отдельных факторов, элементов и процессов, а устойчиво переходному уже характерны качественные изменения риска, т. е. поле рисков системы изменяет как свою структуру, так и элементный состав.

Для математического описания любых переходных периодов целесообразно использовать матрицу и коридор рисков.

Матрицы и коридор риска позволяют описать все уровни структуры устойчивого переходного периода. Для первого уровня, где изменения отражаются только на величине рисков (номенклатура рисков постоянна), имеем

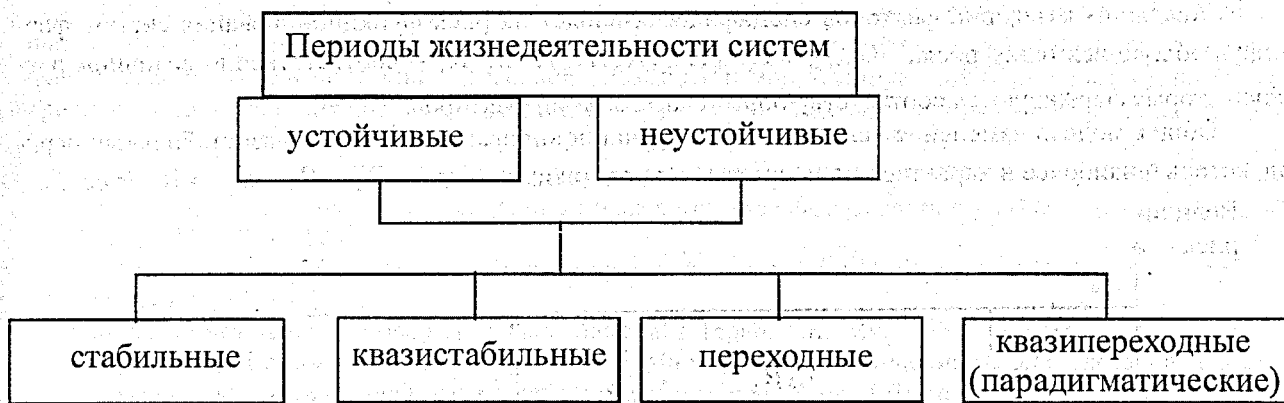


Рисунок 1 – Схема периодов жизнедеятельности систем

$$\left. \begin{array}{l} i \in I \text{ при } I = \text{const} \\ R_i^{j\min} \leq R_i^j \leq R_i^{j\max} \end{array} \right\} \quad (2)$$

Второй уровень характерен для случая, когда изменения отражаются и на величине рисков и на их номенклатуре и

$$\left. \begin{array}{l} i \in I \text{ при } I \neq \text{const}(I + \Delta i) \\ R_i^{j\min} - \xi_{\min} \leq R_i^j \leq R_i^{j\max} + \xi_{\max} \end{array} \right\}, \quad (3)$$

где ξ_{\min} и ξ_{\max} – величины изменения минимального и максимального рисков в переходной период.

Третий уровень связан с такими изменениями, которые не только меняют систему поэлементно-структурно, но и выводят ее в другую область (поле) риска. В этом случае

$$\left. \begin{array}{l} i_a \in I_a \rightarrow i_b \in I_b \\ R_{i_a}^{j\min} \leq R_{i_a}^j \leq R_{i_a}^{j\max} \rightarrow R_{i_b}^{j\min} \leq R_{i_b}^j \leq R_{i_b}^{j\max} \end{array} \right\}, \quad (4)$$

где i_a и i_b – соответственно элемент $[a, b]$ множества $[I_a, I_b]$;

$R_{i_a}^j$ и $R_{i_b}^j$ – соответственно риски экосистемы по показателям i_a, i_b в моменты I_a и I_b ;

$R_{i_a}^{j\min}$ и $R_{i_a}^{j\max}$ – риски, соответствующие нижней и верхней границе, когда экосистема находится в состоянии $[a]$;

$R_{i_b}^{j\min}$ и $R_{i_b}^{j\max}$ – риски, соответствующие нижней и верхней границе, когда экосистема находится в состоянии $[b]$.

При этом состояние $[b]$ определяет устойчивое, $a [a]$ – слабоустойчивое поле рисков.

Для неустойчивого переходного периода характерно наличие различных подсистем с переходными процессами, которые не связаны между собой и разнонаправлены.

Что касается устойчивого квазипереходного периода, то для него характерно наличие закономерной смены системоциклов, а неустойчиво квазипереходного – случайная смена системоциклов, что достаточно полно можно описать случайной выборкой из любого множества (набора) альтернатив.

Для неустойчиво стабильных и неустойчиво квазистабильных периодов характерно наличие перенасыщенной стабильности всей системы или отдельных подсистем, т. е. система или ее подсистемы готовы к переходу в новое (другое стабильное) состояние, но период перехода строго недетерминирован.

Следует отметить, что периоды жизнедеятельности систем, связанные с неустойчивостью, являются кризисными и обладают большой неопределенностью и высокими рисками.

Что касается множества факторов, влияющих на величину риска, то их целесообразно классифицировать по четырем категориям направленности воздействия – глобальные (фоновые), прямого воздействия, косвенного воздействия и внутрисистемные, и четырем категориям возможности реализации – природные, техногенные, постэкологические и социальные.

Самая неопределенная категория – это факторы косвенного воздействия, которые очень часто способны трансформироваться в факторы прямого воздействия и даже глобальные.

Каждая из категорий факторов специфически влияет на риск функционирования систем, формируя общую величину риска – $R_{\text{общ}} = f(R_k, R_n, R_p, R_c)$, где R_i – соответственно величины рисков, которые формируются соответствующими категориями факторов.

Общая модель изменения величины риска функционирования систем в квазистабильный период, который наиболее и характерен для практики, представима в виде – $R_k > R_n > R_p > R_c$ (рис. 2).

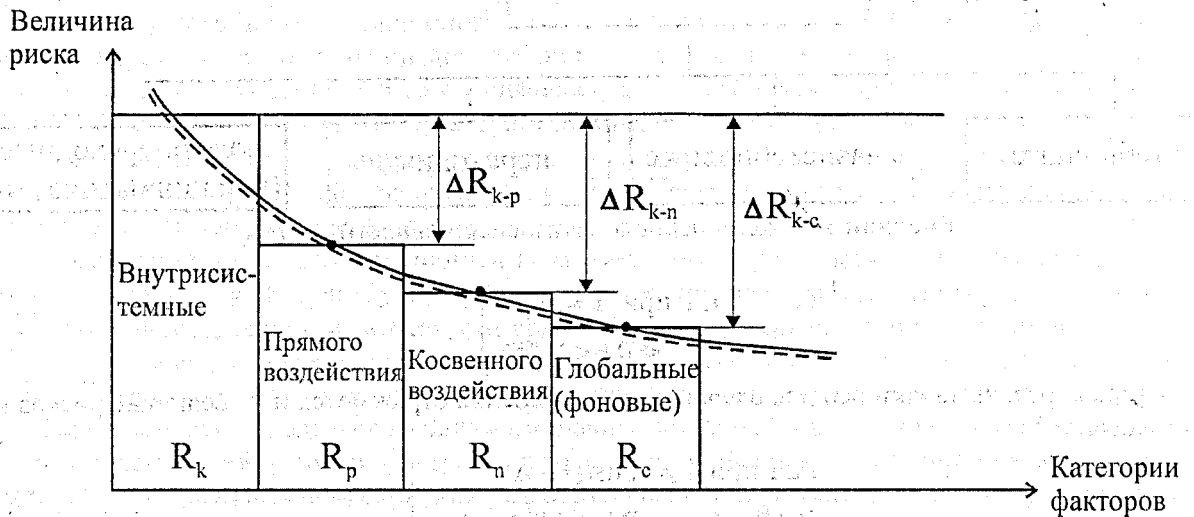


Рисунок 2 – Модель изменения величины риска как функция категории факторов в квазистабильный (наиболее желательный) период функционирования систем

Зная же динамику источников риска можно достаточно легко и достоверно прогнозировать степень критичности (категорию ситуации и уровень уязвимости) оптимального функционирования любой системы.

Отсюда принципиальная схема оценки риска и неопределённости должна иметь вид (рис. 3).

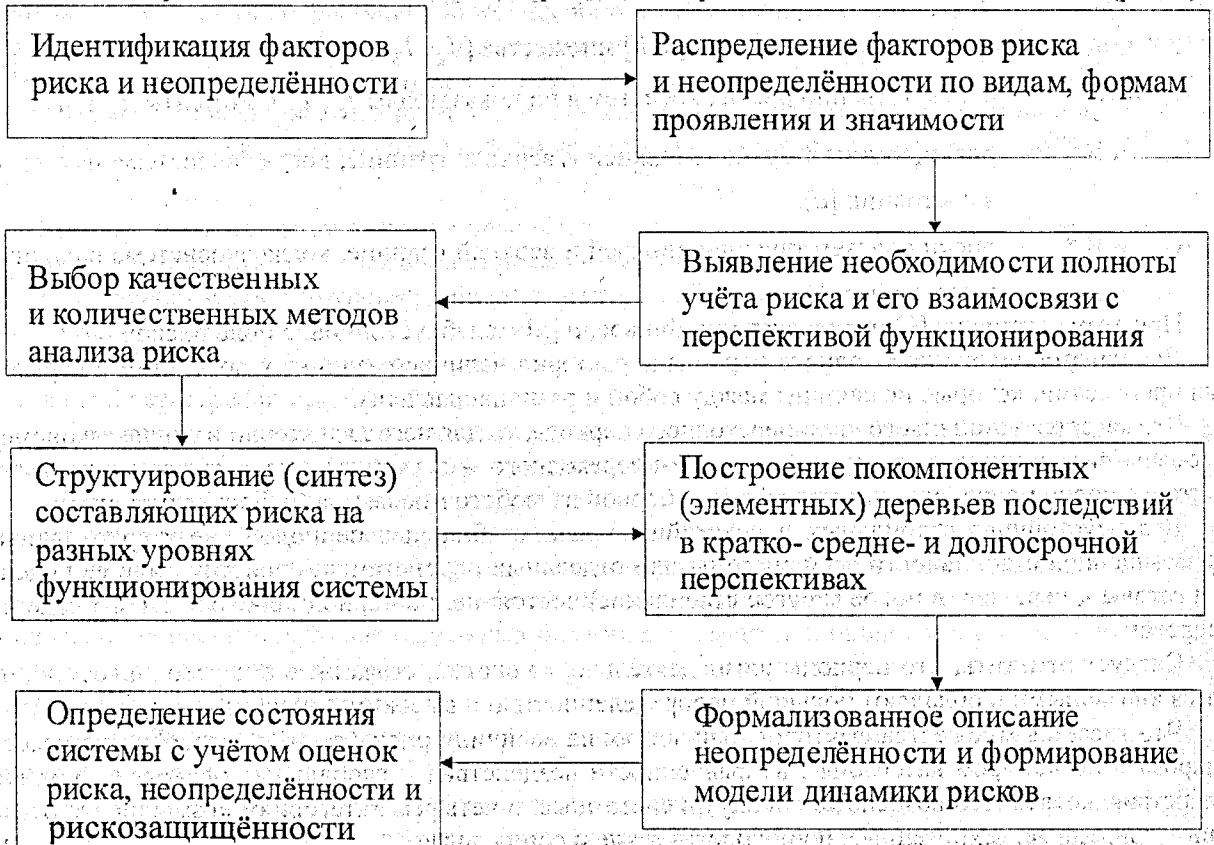


Рисунок 3 – Принципиальная схема оценки риска и неопределённости функционирования экосистем

Проведенный анализ [4, 5] возможных групп решений (подходов, теорий, моделей), позволяющих учесть большинство факторов и характеристик неопределенности, определяет перспективность использования теории нечетких интегралов, множеств и мер, базирующихся на нечетких процессах, при этом основу решения составляет достоверная и оптимальная формализация нечетких данных.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Измалков В. И., Измалков А. В. Техногенная и экологическая безопасность и управление риском. – С.-Пб, НИЦЭБ РАМ, 1998, 482 с.
2. Обработка нечеткой информации в системах принятия решений / А.Н. Борисов, А.В. Алексеев и др. – М.: Радио и связь, 1989. – 304 с.
3. Прикладные нечеткие системы. Пер. с япон. под ред. Т.Терно. – М.: Мир, 1993. – 386с.
4. Федоров В.Г., Шведовский П.В. К проблеме прогнозных и оптимизационных исследований в области повышения эксплуатационной надежности инженерных объектов. Сб. тр. конференции «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». – Брест, 2001. – с. 462-467.
5. Шведовский П.В. и др. Выбор оптимальных решений в строительстве. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1990. – 390с.

Wieczorek Grzegorz, Rutkowska Wioleta, Leonowicz Sergei

OCENA WPŁYWU DOMIESZEK CHEMICZNYCH NA ZAGROŻENIE KOROZYJNE ZBROJENIA I SZYBKOŚĆ KOROZJI STALI POD OTULINĄ BETONOWĄ

Cześć I

1. WPROWADZENIE

Uwodnione fazy cementowe oraz warstewki pasywne na stali zbrojeniowej znajdują się w stanie zbliżonym do równowagi z cieczą porową, a zmiany jej składu oraz właściwości wpływają na te równowagi. Szczególne zainteresowanie badaczy budzi wpływ na właściwości cieczy porowej betonu i żelbetu środowisk korozyjnych gazowych, ciekłych oraz domieszek chemicznych, ze szczególnym uwzględnieniem chlorków [1; 2]. Zainteresowanie to dotyczy również domieszek chemicznych organicznych, które mogą zmieniać właściwości cieczy porowej i inhibować korozję zbrojenia.

Metodę ekstrakcji próżniowej cieczy porowej omawiano w pracach [2]-[8] w tym również porównawczo z metodą ekstrakcji ciśnieniowej, która jest najczęściej stosowana. Posługując się metodą ekstrakcji próżniowej podjęto próbę oceny wpływu wybranych domieszek organicznych na skład chemiczny i właściwości cieczy porowej [2; 7; 13].

2. WPŁYW WYBRANYCH DOMIESZEK ORGANICZNYCH ORAZ CHLORKÓW NA SKŁAD CHEMICZNY I WŁAŚCIWOŚCI CIECZY POROWEJ

Wpływ domieszek organicznych na równowagi między stwardniałym zaczynem a cieczą porową w układach zawierających chlorki rozpatrywać należy wtedy, gdy domieszki organiczne zmieniają proporcje między anionami i kationami w tej cieczy. Rozpatrzmy trzy domieszki organiczne: trietanolaminy (T), glicerynę (G) i frakcje taninowo - cukrowe (FTC) wyodrębnione z ekstraktu z drewna dębowego. Trietanolamina występuje w cieczy porowej jako kompleks dodatni, gliceryna jako anion, frakcje taninowo - cukrowe wiążą sód i potas grupami fenolowymi i alkoholowymi, ale nie występuje deficyt ładunków ujemnych lub dodatnich tak jak w przypadku trietanolaminy i gliceryny. Stężenia anionu gliceryny i kationu trietanolaminy można próbować określać na podstawie bilansu ładunków dodatnich i ujemnych jonów cieczy porowej lub na podstawie analiz. Nie jest jednak znany ładunek jonu lub kompleksu. Składy chemiczne cieczy porowych z rozpatrywanymi domieszkami omówiono szczegółowo w pracach [2; 7; 13] oraz zamieszczono w tablicy 1. Równowagi między cieczą porową a stwardniałym zaczynem cementowym z domieszkami organicznymi i chlorkami można opisać równaniami empirycznymi (1-3) wyprowadzonymi w pracy [2; 7].

Rozpatrując wpływ domieszek organicznych na zależności opisane równaniami:

$$\log[\text{Cl}^-]_{\text{stward.zaczyn}} = -0,532 \log \frac{[\text{Na}^+ + \text{K}^+]}{[\text{Cl}^-]} - 0,496, \quad (1)$$

$$\log[\text{Cl}^-]_{\text{stward.zaczyn}} = 0,465 \log \frac{[\text{Cl}^-]}{[\text{OH}^-]} - 0,602, \quad (2)$$

$$\log[\text{Cl}^-]_{\text{stward.zaczyn}} = 0,242 \log(a_{\text{Ca}^{2+}} \cdot a_{\text{Cl}^-}^2) + 0,628, \quad (3)$$

należy stwierdzić, że domieszki te wywierają wpływ na właściwości cieczy porowej zgodnie z danymi zamieszczonymi w tabelicy 2.

Tablica 1 – Skład chemiczny roztworów modelowych odwzorowujących ciecz porową. Cement portlandzki Chełm CEM I 42,5. Temperatura 22±3°C, f_f/f_c = 3, S = [Ca²⁺]/[OH⁻]².

Ozn. próbki	Stężenie jonów w roztworach modelowych [mmol/dm ³]											Wartości obliczone				
	OH ⁻	CO ₃ ²⁻	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻	T(+2)	G(-2)	(-/+)	Ca ²⁺	Na ⁺	K ⁺	Δz±	√I	S·10 ⁶	f _±	$\frac{[\text{Na}^+ + \text{K}^+]}{[\text{Ca}^{2+}]}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
A	210	6,7	1,0	-	-	-	-	4,7	85	130	-1,0	0,487	207,3	0,353	45,74	
B	116,5	5,0	0,6	-	-	-	-	6,5	38	64	-12,7	0,355	88,2	0,469	15,69	
C	145,0	2,2	1,7	29	-	-	-	6,0	69,5	114,5	+4,2	0,446	126,2	0,416	30,67	
D	190	6,7	1,0	-	-	12,5	-	4,0	80	130	-12,6	0,498	144,4	0,398	52,50	
E	165	6,7	1,0	42	-	6,6	-	5,5	85	130	-9,4	0,500	149,7	0,393	39,09	
F	200	6,2	0,7	-	22,2	-	-	4,7	65	95	0,0	0,498	188,0	0,364	34,04	
G	155	6,2	0,7	50	22,2	-	-	7,2	65	95	+0,4	0,503	173,0	0,375	22,22	

Oznaczenia w tablicach 1 i 3: A: CEM I; B: CEM I + 0,25% FTC; C: CEM I + 0,25% FTC + 0,8% CaCl₂; D: CEM I + 1% G; E: CEM I + 1% G + 1,5% CaCl₂; F: CEM I + 0,1% T; G: CEM I + 0,1% T + 2% CaCl₂.

W tabelicy 2 w kolumnie 1 podano całkowitą (początkową) zawartość jonów chlorkowych w milimolach na 1 kg stwardniałego zaczynu cementowego, w kolumnie 2 odpowiednio zawartość domieszki organicznej w procentach w stosunku do masy cementu, zaś w kolumnie 3 podano zawartość jonów chlorkowych w 1 kg stwardniałego zaczynu cementowego w stanie równowagi z cieczą porową (część jonów Cl⁻ przechodzi do roztworu) oraz pogrubionym drukiem wartości uśrednione obliczone na podstawie równań (1) ÷ (3). Kolumny 4, 5 i 6 to wyrażenia związane funkcyjnie z zawartością jonów chlorkowych w stwardniałych zaczynach w równowadze z cieczą porową (wartości te nie zależą od stosunku f_f/f_c).

Tablica 2 – Wpływ domieszek organicznych i chlorków na zależności opisane równaniami (1 ÷ 3).

Zawartości domieszek w stwardniałych zaczynach cementowych			Wielkości charakterystyczne dla równań (1 ÷ 3)		
[Cl ⁻] _{calc} [mmol/kg]	domieszka organiczna [%]	[Cl ⁻] _{stw. zaczyn} [mmol/kg]	$\frac{[\text{Na}^+ + \text{K}^+]}{[\text{Cl}^-]}$	$\frac{[\text{Cl}^-]}{[\text{OH}^-]}$	$a_{\text{Ca}^{2+}} \cdot a_{\text{Cl}^-}^2 \cdot 10^6$
1	2	3	4	5	6
110,8	-	104,6	7,62	0,162	0,2851
110,8	0,25 FTC	101,2 / 116	6,34	0,200	0,3237
207,9	-	189,1	2,18	0,656	3,8127
207,9	1 G	194,0 / 133	5,12	0,255	0,6084
277,2	-	253,3	1,61	1,041	8,0960
277,2	0,1 T	262,0 / 157	3,20	0,323	0,9942

Jak wynika z tabelicy 2 domieszka FTC w niewielkim stopniu wpływa na równowagi związane z chlorkami, natomiast gliceryna i trietanolamina wywierają znaczny wpływ. W obecności tych domieszek układ zachowuje się tak jak układy bez domieszek organicznych o mniejszej zawartości chlorków. Analiza danych dotyczących domieszki FTC wskazuje na to, że domieszka ta wywołuje efekt pozornego zwiększenia zawartości chlorków w stwardniałym zaczynie w równowadze z cieczą porową. Efekt ten jest wprawdzie

niewielki i należałoby oczekiwać stymulowania korozji zbrojenia przez tę domieszkę, tymczasem - co wykazano w innych pracach [2; 9] - jest ona w tych warunkach inhibitorem korozji. Należy podkreślić, że dane kolumny 5 wskazują na zagrożenie korozyjne. Dane zamieszczone w kolumnach 4 i 6 również wskazują na zagrożenie korozyjne zgodnie z danymi prac [2; 3; 11].

3. BADANIA ELEKTROCHEMICZNE W ODWZOROWANYCH ROZTWORACH CIECZY POROWYCH

Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia na podstawie wyników badań elektrochemicznych żelaza i stali jest możliwa w oparciu o przyjęte kryteria. Kryteria takie zamieszczono w pracy [2]. W tabelicy 3 zamieszczono wyniki badań elektrochemicznych żelaza Armco w roztworach odwzorowanej cieczy porowej. **Tablica 3** – Wyniki badań elektrochemicznych żelaza Armco w roztworach cieczy porowej odwzorowanej metodą próżniową. Zaczyny z cementu portlandzkiego Chelm CEMI 42,5. Temperatura 22°±3°C.

Ozn. próbki	f _s /f _c	Nachylenie na dekadę [mV]	Galwanostaticzne		Potencjostaticzne i _k [μA/cm ²]			
			E _K [mV _{NEK}]	i _k [μA/cm ²]	czas pomiaru [min]	E = -100 [mV _{NEK}]	czas pomiaru [min]	E = +300 [mV _{NEK}]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	3	100±20	-330 ±30	0,070±0,04	100	0,5±0,1	100 30	0,6 2,5±1
B	3	120	-290±40	0,07±0,004	100 30	0,9 1,8	100 30	0,5 3,3
C	3	120	-315±20	~0,200	100 30	1,5 3,0	100 30	0,5 5,5
D	3	80±10	-330±20	~0,070	100	0,36	100 210	0,76 0,44
E	3	120	-320±10	~0,150	100 160	1,04 0,76	po 30 min przebiecie warstewki	
F	3	120	-300±10	~0,155	100 140	1,04 0,8	100 120	1,24 1,10
G	3	120	-340±10	~0,460	100 160	0,5 0,4	po 25 min przebiecie warstewki	

Poprawna interpretacja danych zawartych w tabelicy 3 wymaga uwzględnienia:

- rodzaju elektrody np. żelazo Armco lub stal St3S, z uwagi na niejednorodność powierzchni i stopień zdefektowania narastającej warstewki pasywnej,
- rodzaju cementu, z uwagi na zawartość C₃A a tym samym zdolność do wiązania chlorków w sól Friedla.

Dla zilustrowania tych uwarunkowań zamieszczono tabelicę 4 i rysunek 1.

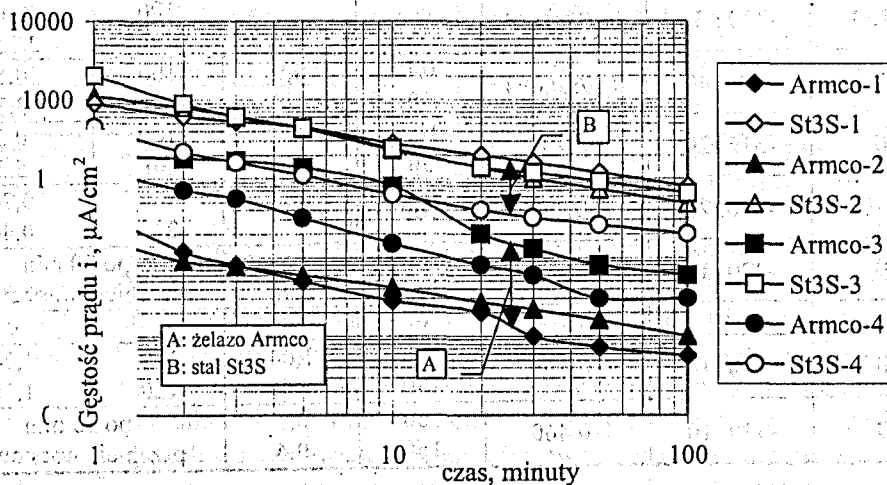
Cement portlandzki siarczanoodporny, dla którego wyniki badań zamieszczono w tabelicy 4 i pokazano na rysunku 1, z uwagi na ~2% zawartość C₃A wiąże słabiej chlorki niż cement portlandzki rodzaju CEM I. Dla cementu portlandzkiego CEM I o zawartości C₃A ~9÷10% i zawartości Na₂O_{równ.} ~0,51% i ~1,06% charakter zależności nie różni się znacząco od tych pokazanych na rysunku 1. Jak wynika z rysunku warstewki pasywne narastające na elektrodach ze stali St3S przy potencjale -100 mV_{NEK} są znacznie mniej szczelne niż te które narastają na żelazie Armco.

Dane zamieszczone w tabelicy 4 i na rysunku 1 wskazują na to, że oceniając zagrożenie korozyjne zbrojenia przez chlorki i inne domieszki chemiczne w konstrukcji eksploatowanej lub na etapie projektowania konstrukcji należy zagrożenie to oceniać dla stali wbudowanej w elementy żelbetowe i dla stwardniałego zaczynu uzyskanego z betonu badanej konstrukcji albo stali o tym samym gatunku i zbliżonych właściwościach.

Warstewki pasywne na żelazie Armco są mniej zdefektowane niż na stali (na przykład St3S) i przez to szczelniejsze. Wynika to z [2; 10] oraz z danych rysunku 1 dotyczących narastania warstewek pasywnych na żelazie i stali w cieczach porowych uzyskanych metodą ekstrakcji próżniowej.

Tablica 4 – Wyniki porównawczych badań elektrochemicznych elektrod ze stali St3S i żelaza Armco w roztworach odwzorowanej cieczy porowej. Cement portlandzki siarczanoodporny szwedzki, temperatura $22^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$. Roztwory napowietrzane.

Rodzaj domieszki	f_s/f_c	Galwanostaticzne		Potencjostaticzne		Elektroda (gatunek stali lub żelaza)
		E_k [mV _{NEK}]	i_k [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	$E = -100$ [mV _{NEK}]	$E = +300$ [mV _{NEK}]	
bez domieszki	3	-315 -286	5,00 0,07	80,0 0,5	140,0 0,6	St3S Armco
0,8% CaCl ₂	3	-330 -360	7,50 0,60	64,0 6,0	110,0 > 50,0	St3S Armco
0,25% FTC	3	-170 -235	4,20 0,04	5,0 0,9	100,0 0,5	St3S Armco
0,8% CaCl ₂ + 0,25% FTC	3	-215 -270	4,00 0,06	20,0 3,0	1000,0 0,5	St3S Armco



Rys. 1 – Zależność gęstość prądu – czas przy potencjale $-100 \text{ mV}_{\text{NEK}}$ w roztworach odwzorowanej cieczy porowej o $f_s/f_c = 3$. Temperatura $22^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$. Katodowa redukcja warstewki pasywnej przy $-1300 \text{ mV}_{\text{NEK}}$ przez 3 minuty. Roztwory napowietrzane.

1: bez domieszki, 2: 0,25% FTC, 3: 0,8% CaCl₂, 4: 0,8% CaCl₂ + 0,25% FTC.

Jak wynika z danych zamieszczonych w tablicach 3 i 4 oraz na rysunku 1 do tego aby określić wpływ domieszki organicznej na korozję stali zbrojeniowej należy uwzględnić szereg czynników, z których najważniejsze to:

- wpływ domieszki na skład chemiczny i właściwości cieczy porowej,
- wpływ rodzaju cementu na skład chemiczny i właściwości cieczy porowej,
- wpływ gatunku stali i stanu powierzchni na szczelność warstewek pasywnych narastających na stali,
- wpływ czynników kinetycznych na uszczelnianie warstewek.

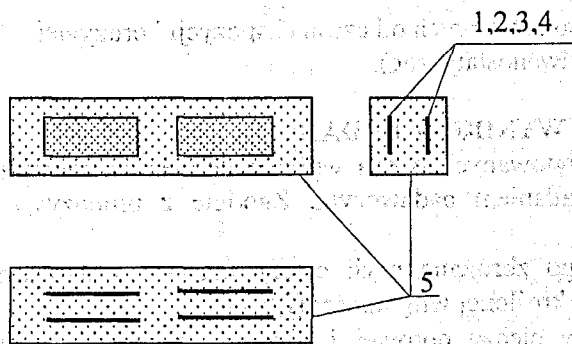
Wynika stąd, że ocena wpływu domieszki chemicznej na szybkość korozji stali, i szczelność warstewek pasywnych pod otuliną betonową wymaga kompleksowych badań uwzględniających ponadto: wyniki badań grawimetrycznych, badań elektrochemicznych elektrod zatopionych w stwardniałej zaprawie i betonie oraz ustalenia korelacji między wynikami badań grawimetrycznych i elektrochemicznych. Ocena wpływu domieszki jest więc zadaniem trudnym a wnioski należy formułować ostrożnie.

Część II

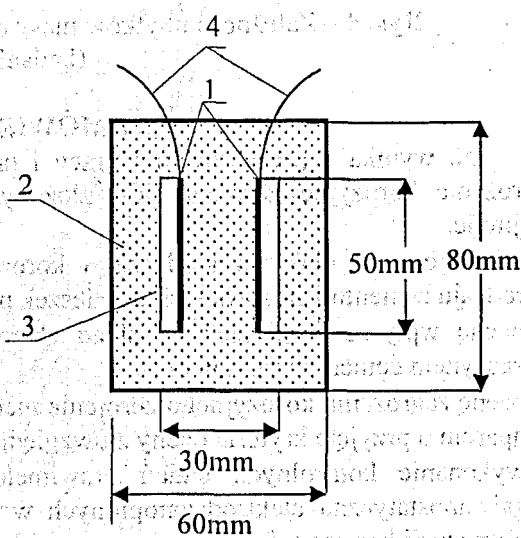
4. MONITOROWANIE SZYBKOŚCI KOROZJI ELEKTROD ZATOPIONYCH W STWARDNIAŁYCH ZAPRAWACH

Badania elektrochemiczne i grawimetryczne elektrod zatopionych w stwardniałych zaprawach prowadzono dla wkładek ze stali St3S o wymiarach 20 x 50 x 0,5 mm. Badania elektrochemiczne polegające na zdejmowaniu tzw. „charakterystyk napięciowych” prowadzono metodą galwanostatyczną. Badania te wykonywano mierząc napięcie na zaciskach identycznych elektrod ze stali St3S izolowanych jednostronnie, zatopionych w stwardniałej zaprawie z różną dawką domieszki organicznej i CaCl₂ poddawanych polaryzacji z zewnętrznego źródła prądu. Po odliczeniu wartości omowego spadku napięcia wykresiano krzywą zależności napięcia na zaciskach od logarytmu gęstości prądu polaryzującego. Z otrzymanych wykresów przez ekstrapolację wyznaczano gęstość prądu korozyjnego. Po zaformowaniu próbki umieszczano na 28 dni w komorze wilgotnościowej a następnie poddawano ekspozycji korozyjnej w zmiennych warunkach ciepłno – wilgotnościowych.

Badania prowadzono co tydzień od momentu zaformowania próbek zapraw z wkładkami stalowymi przez okres trzech miesięcy. Przed pomiarem próbki na okres 48 godzin były umieszczone w szczelnie zamkniętej komorze nad lustrem wody, w celu wyrównania wilgotności wewnątrz zaprawy. Próbki do badań grawimetrycznych ekspozowane były w identycznych warunkach. Identyczne były również wkładki stalowe stosowane w badaniach grawimetrycznych i elektrody stosowane w badaniach galwanostatycznych. Dla celów porównawczych wyniki badań galwanostatycznych przeliczano na równoważniki masowe stosując znany wzór Faraday’a. Na rysunku 2 pokazano schematycznie sposób rozmieszczenia wkładek w zaprawie w badaniach grawimetrycznych a na rysunku 3 sposób rozmieszczenia elektrod stosowanych do zdejmowania „charakterystyk napięciowych”.



Rys. 2 – Schemat rozmieszczenia wkładek stalowych w stwardniałej zaprawie do badań grawimetrycznych. 1-4 - próbki stalowe, 5 - zaprawa.

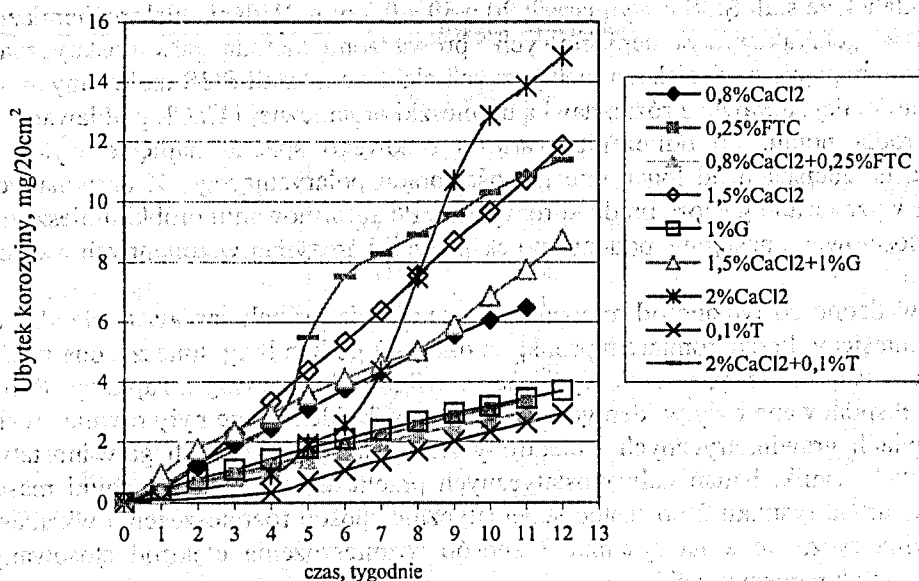


Rys. 3 – Schemat rozmieszczenia elektrod ze stali w stwardniałej zaprawie do badań galwanostatycznych. 1 - elektrody stalowe, 2 - zaprawa, 3 - izolacja, 4 - wyprowadzenie elektryczne.

Tablica 5 – Ubytki masy wkładek stalowych w zaprawach z cementu Chełm CEM I-42,5R po testach korozyjnych według metody grawimetrycznej i elektrochemicznej. Ekspozycja korozyjna w warunkach okresowego nawilżania i osuszania w temperaturze 22±3°C.

Rodzaj domieszki	Ubytek korozyjny po czasie sezonowania [mg/20cm ²]		
	4 tygodniach	8 tygodniach	12 tygodniach
0,8% CaCl ₂	2,15 / 1,83	2,7 / 4,96	3,29 / 6,50
0,25% FTC	1,28 / 1,14	1,4 / 2,51	2,00 / 3,35
0,8% CaCl ₂ + 0,25% FTC	1,39 / 1,10	1,6 / 2,25	2,26 / 2,98
1,5% CaCl ₂	24,61 / 3,34	36,94 / 7,57	51,60 / 11,87
1,0% G	1,74 / 1,44	1,03 / 2,66	1,78 / 3,70

1	2	3	4
1,5% CaCl ₂ + 1,0% G	16,29 / 2,92	19,44 / 5,05	42,46 / 8,74
2% CaCl ₂	8,1 / 0,94	20,6 / 7,50	32,76 / 14,84
0,1% T	1,73 / 0,34	1,97 / 1,71	3,38 / 2,93
2% CaCl ₂ + 0,1% T	14,23 / 2,55	7,24 / 8,91	10,48 / 11,40



Rys. 4 – Zależność ubytków masy elektrod stalowych od czasu ekspozycji korozyjnej (badania galwanostatyczne).

5. OMÓWIENIE WYNIKÓW BADAŃ

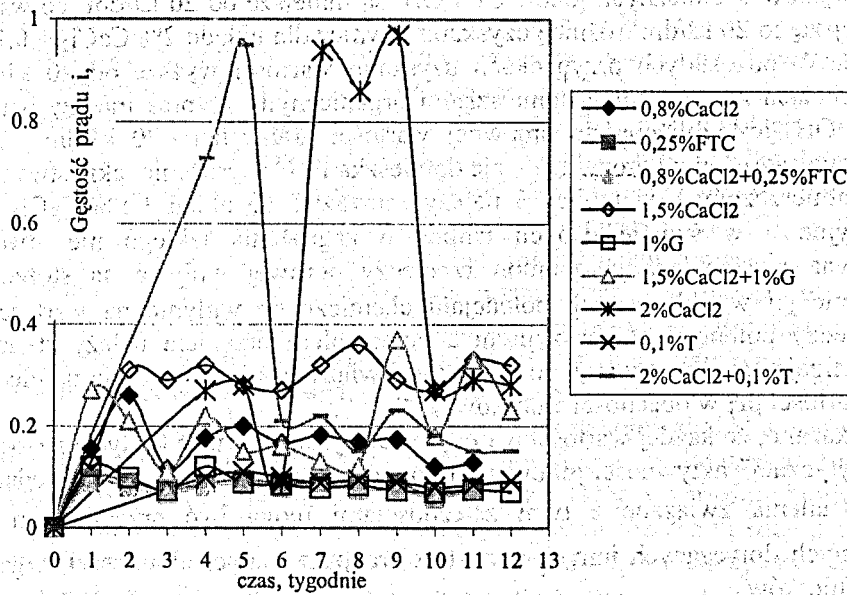
Jak wynika z prezentowanej pracy i prac cytowanych ocena wpływu domieszek chemicznych na zagrożenie korozyjne zbrojenia jest złożonym zadaniem badawczym. Zgodnie z propozycją autorów obejmuje:

- odwzorowanie ciekłego środowiska korozyjnego zbrojenia czyli cieczy porowej z uwzględnieniem rodzaju cementu i stosowanych domieszek przy określonej wilgotności (f_s/f_c),
- ocenę wpływu domieszek na skład chemiczny cieczy porowej i równowagi między stwardniałym zaczynem cementowym i tą cieczą,
- ocenę zagrożenia korozyjnego zbrojenia metodami elektrochemicznymi galwno- i potencjostatycznymi w oparciu o przyjęte kryteria oceny z uwzględnieniem rodzaju elektrody (żelazo, stal),
- wykonanie kontrolnych badań grawimetrycznych oraz monitorowanie szybkości korozji metodą galwanostatyczną elektrod zatopionych w stwardniałych zaprawach lub betonach przy zdefiniowanej ekspozycji korozyjnej próbek zapraw z wkładkami stalowymi,
- wyznaczenie korelacji między wynikami korozyjnych badań grawimetrycznych i elektrochemicznych dla elektrod zatopionych w stwardniałej zaprawie lub betonie.

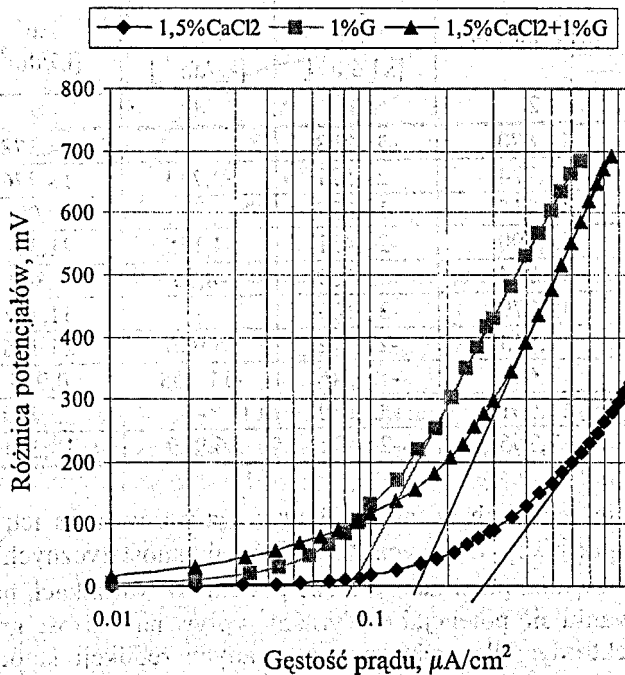
Ocena zagrożenia korozyjnego przez chlorki i rozpatrywane domieszki chemiczne może polegać na zastosowaniu kryterium termodynamicznego dotyczącego chlorków omówionego szczegółowo w pracach [2; 11÷14]. Kryterium to polega na określeniu różnicy potencjałów chemicznych jonów OH⁻ i Cl⁻ w 1 dm³ cieczy porowej, lub różnicy między potencjałem korozyjnym elektrody z żelaza Armco a potencjałem przebicia w rozpatrywanej cieczy porowej. Przyjęto [2, 11÷14], że różnica potencjałów chemicznych

$\Delta\mu_i^* = \mu_{Cl^-}^* - \mu_{OH^-}^*$ mniejsza niż 20kJ/dm³ lub różnica potencjałów $\Delta E = E_{korozyjne} - E_{przebiecia} < 0,2V$ wywołują zagrożenie korozyjne zbrojenia. Potencjały chemiczne obu jonów można określić w oparciu o równanie:

$$\mu_i^* = C_i (\mu_i^0 + RT \ln a_i) \quad (4)$$



Rys 5. Wyniki monitorowania szybkości korozji elektrod ze stali St3S w zaprawie z cementu Chelm I 42,5 R.



Rys. 6 – Charakterystyki napięciowe (przykład) dla wkładek stalowych zatopionych w zaprawie z cementu Chelm CEM I 42,5R po sześciu tygodniach sezonowania.

gdzie μ_i – potencjał chemiczny jonu w 1dm^3 cieczy porowej [kJ/dm^3],
 C_i – stężenie jonu [mol/dm^3],
 μ_i^0 – standardowy potencjał chemiczny jonu [kJ/mol], R - stała gazowa [kJ/mol],
 T – temperatura [K],
 a_i – aktywność stężeniowa jonu [mol/dm^3].

W oparciu o dane zamieszczone w tablicach 1 i 2 oraz dane prac [2 + 4; 7; 11-14] zestawiono w tablicy 6 dane pomocnicze do kryterium termodynamicznego progu korozji zbrojenia w obecności chlorków. Jak wynika z tablicy 6 chlorki obniżają wartość pH cieczy porowej a rozpatrywane domieszki podwyższają wartość pH w stosunku do układów z chlorkami. We wszystkich układach z chlorkami bez domieszek

organicznych różnice potencjałów chemicznych jonów Cl^- i OH^- są mniejsze od 20 kJ/dm^3 co wskazuje na zagrożenie korozyjne. Mniejszą od 20 kJ/dm^3 różnicę uzyskano również dla układu $2\% \text{ CaCl}_2 + 0,1\% \text{ T}$ oraz dla domieszki $0,25\% \text{ FTC}$. W pozostałych przypadkach uzyskano wartości wyższe od 20 kJ/dm^3 . Jest charakterystyczne, że w układach z chlorkami i domieszkami organicznymi różnica między potencjałami chemicznymi jonów Cl^- i OH^- jest zbliżona do umownej wartości granicznej $\sim 20 \text{ kJ/dm}^3$. Domieszki organiczne T i G nie wywołują zagrożenia korozyjnego, ale domieszka FTC zagrożenie takie stwarza.

W świetle danych zamieszczonych w tabelicy 3 należy zauważyć, że układ $1,5\% \text{ CaCl}_2 + 1,0\% \text{ G}$ stwarza zagrożenie korozyjne a w świetle danych tabelicy 6 zagrożenia takiego nie stwarza. Jest prawdopodobne, że gliceryna występująca jako anion w cieczy porowej wpływa na stężenie jonów chlorkowych i uwzględnienie jej w obliczeniach potencjału chemicznego wpłynie na wartość $\Delta\mu^*$. W odniesieniu do różnicy między potencjałem korozyjnym a potencjałem przebicia należy stwierdzić, że domieszki organiczne rozszerzają zakres pasywny, co może być związane z ich adsorpcją na elektrodach i zdolnością podwyższania wartości pH w obecności chlorków.

W monografii [2] wykazano, że każdej wartości pH odpowiada jedna wartość krytyczna stosunku $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ i jedna wartość „krytycznej” aktywności jonów chlorkowych w cieczy porowej oraz jedna wartość stałej $K_a = a_{\text{Ca}^{2+}} \cdot a_{\text{Cl}^-}^2$. Ustalenia związane z tymi zależnościami mogą być przedmiotem odrębnej publikacji po uzyskaniu danych dotyczących innych zawartości rozpatrywanych domieszek organicznych przy innych zawartościach chlorków.

Tablica 6 – Zestawienie danych pomocniczych do kryterium termodynamicznego progu korozji. Ciecze porowe $f_s/f_c = 3$, temperatura $22 \pm 3^\circ\text{C}$. Cement portlandzki CEM I 42,5R [2; 7; 11].

Domieszka	pH obliczen.	$\mu_{\text{OH}^-}^*$ [kJ/dm ³]	$\mu_{\text{Cl}^-}^*$ [kJ/dm ³]	$\Delta\mu^*$ [kJ/dm ³]	$\Delta E = E_k - E_p$ [V]
1	2	3	4	5	6
0%	12,870	-34,378	-	34,378	> 0,600
0,8% CaCl_2	12,724	-21,521	-2,743	18,776	0,185
0,25% FTC	12,715	-19,097	-	19,097	> 0,600
0,8% $\text{CaCl}_2 + 0,25\% \text{ FTC}$	12,790	-25,451	-4,125	21,326	> 0,600
1,5% CaCl_2	12,704	-16,189	-8,35	7,842	0,085
1,0% G	12,879	-31,103	-	31,103	> 0,600
1,5% $\text{CaCl}_2 + 1,0\% \text{ G}$	12,813	-27,072	-5,936	21,136	> 0,600
2% CaCl_2	12,611	-12,046	-11,108	0,938	0,015
0,1% T	12,861	-32,760	-	32,760	> 0,600
2% $\text{CaCl}_2 + 0,1\% \text{ T}$	12,766	-25,473	-6,929	18,544	< 0,600

Interpretacja danych zamieszczonych w tabelicy 3 wymaga porównania ich z przyjętymi kryteriami oceny zamieszczonymi w monografii [2]. W przypadku badań galwanostatycznych i elektrod żelaza Armco gęstość prądu korozyjnego nie powinna przekraczać $0,120 \mu\text{A/cm}^2$ w warunkach napowietrzenia elektrolitu przy kilkugodzinnym stabilizowaniu się potencjału. Wyraźny wpływ na wartość graniczną wywiera sposób przygotowania powierzchni elektrody. Dla elektrod poddawanych redukcji katodowej i 2÷3 godzinnym stabilizowaniu się potencjału wartości te ulegają przesunięciu do 0,2 i więcej $\mu\text{A/cm}^2$. Równocześnie dla badań potencjostatycznych przy potencjałach $-100 \text{ mV}_{\text{NEK}}$ i $+300 \text{ mV}_{\text{NEK}}$ gęstość prądu po 100 minutach nie powinna przekraczać odpowiednio $3,5 \mu\text{A/cm}^2$ i $7,0 \mu\text{A/cm}^2$. Potencjał korozyjny żelaza Armco powinien być zawarty w przedziale -270 do $330 \text{ mV}_{\text{NEK}}$. W świetle powyższych kryteriów dane zamieszczone w tabelicy 3 wskazują na zagrożenie korozyjne zbrojenia w układach $1,5\% \text{ CaCl}_2 + 1,0\% \text{ G}$ i $2\% \text{ CaCl}_2 + 0,1\% \text{ T}$. Warto zauważyć, że nachylenie gałęzi katodowej krzywej tafelowskiej dla domieszki gliceryny odbiega od wartości 120 mV/dekadę co może wskazywać na udział tej domieszki w procesie elektrodowym.

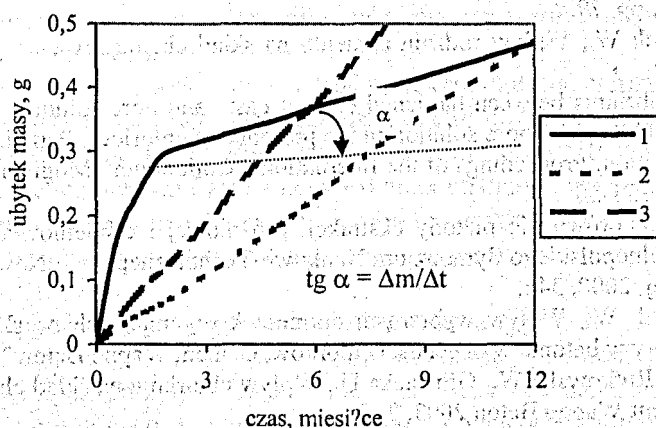
Dane zamieszczone w tabelicy 4 i na rysunku 1 wskazują, że wyniki badań w roztworach cieczy porowych są zależne od rodzaju elektrod. Dla zdefektowanych powierzchni stali gęstości prądów korozyjnych są o dwa rzędy wielkości wyższe niż dla żelaza Armco. Z tych względów w monografii [2] dla elektrod ze stali St3S podane są kryteria w odniesieniu do metody Sterna i metody potencjodynamicznej.

W prezentowanej pracy zasygnalizowano możliwość monitorowania szybkości korozji zbrojenia w czasie ekspozycji korozyjnej metodą galwanostatyczną zdejmowania tzw. „charakterystyk napięciowych” elektrod zatopionych w stwardniałych zaprawach i betonach. Monitorowanie umożliwia rejestrację gęstości

prądów korozyjnych w określonym momencie. Sporządzenie wykresu: gęstość prądu - czas i scałkowanie powierzchni pod wykresem umożliwia określenie ubytków korozyjnych po określonym czasie z zależności $m = k \cdot t$. Prowadząc równoległe badania grawimetryczne można określić korelację między oboma rodzajami wyników korozyjnych. W tablicy 5 zamieszczono wyniki badań dla trzech domieszek. Jak wynika z tablicy 5 w przypadku niewielkiej zawartości chlorków (0,8% CaCl_2) i FTC korelacja między oboma rodzajami badań jest bardzo dobra. Dotyczy to również domieszki gliceryny. W przypadku dużej zawartości chlorków (1,5% CaCl_2) i G rozbieżności są znaczne. Wynik elektrochemiczny jest ~6-krotnie niższy niż wynik grawimetryczny. W przypadku domieszki 0,1%T i domieszki 2% $\text{CaCl}_2 + 0,1\%T$ dla okresów czasu 8 tygodni i 12 tygodni korelacja jest dobra. Rozbieżności występują przy 2% CaCl_2 (wynik elektrochemiczny 2,5 do 9-krotnie niższy) i we wszystkich przypadkach dla okresu ekspozycji 4 tygodnie (wynik elektrochemiczny ~6 do 9-krotnie niższy). Obserwowane prawidłowości można wyjaśnić następująco:

w ciągu 4+5 godzin od momentu zanurzenia stali w zaprawie lub betonie następuje redukcja występujących na powierzchni stali warstewek tlenkowych. Formowanie i wzrost nowej warstewki ochronnej kończy się po upływie 3 dób w temperaturze pokojowej [15] a według [2] czas ten wynosi nawet 5 dób. Warto zauważyć, że pierwszy pomiar galwanostaticzny wykonano po 1 tygodniu,

w początkowym okresie ubytek korozyjny przy dużej zawartości chlorków jest znaczny [2; 14]. Na rysunku 7 pokazano w sposób poglądowy na czym polega różnica między pomiarem szybkości korozji po niewielkim czasie ekspozycji korozyjnej i po znacznym okresie takiej ekspozycji. Rysunek dotyczy dużej zawartości chlorków (~2% CaCl_2). W takim przypadku korelację należy określać po okresie rocznym.



Rys. 7 – Ilustracja graficzna oceny szybkości korozji metodą grawimetryczną ($\Delta m/\Delta t$ - szybkość korozji dla prostoliniowego odcinka krzywej) rzeczywista szybkość korozji w okresie od 3 miesięcy do 1 roku ($\Delta m/\Delta t$), 2 - średnia szybkość korozji za okres 1 roku, 3 - średnia szybkość korozji za okres 6 miesięcy.

W oparciu o podane w monografii [2] kryteria oceny zagrożenia korozyjnego zbrojenia przy ekspozycji korozyjnej polegającej na okresowym nawilżaniu i osuszaniu próbek oraz dane niniejszej pracy zamieszczone w tablicach 5 i na rysunkach 4 oraz 5 możemy stwierdzić, że w układach 1,5% CaCl_2 i 1,5% $\text{CaCl}_2 + 1,0\% G$ występuje zagrożenie korozyjne zbrojenia, ponieważ odpowiednie szybkości korozji określone grawimetrycznie wynoszą 24,61 i 16,29 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$ oraz 17,20 i 14,15 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$ po trzech miesiącach ekspozycji. W układach: 0,8% CaCl_2 , 0,25% FTC, 8% $\text{CaCl}_2 + 0,25\% \text{FTC}$ i 1,0% G nie występuje zagrożenie korozyjne dla czasów dłuższych od 1 miesiąca. Po trzech miesiącach dla wymienionych układów szybkości korozji określone grawimetrycznie są niższe od 1 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$. Podobnie wartości szybkości korozji określone metodą elektrochemiczną dla 1,5% CaCl_2 i 1,5% $\text{CaCl}_2 + 1,0\% G$ zawarte są między 1 a 4 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$ co wskazuje na potencjalne zagrożenie korozyjne. Są to jednak wartości bliższe wartości wskazującej na zagrożenie korozyjne (4 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$).

W przypadku 0,1%T występuje nieznaczne potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Wynik grawimetryczny nieznacznie wyższy od 1 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$. Natomiast dla domieszki 2% CaCl_2 i 2% $\text{CaCl}_2 + 0,1\%T$ występuje zagrożenie korozyjne. Wynik grawimetryczny średni wyższy od 4 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$ dla 2% CaCl_2 i średnio zbliżony do 4 $\text{mg}/20\text{cm}^2 \cdot \text{miesiąc}$ dla 2% $\text{CaCl}_2 + 0,1\%T$.

6. PODSUMOWANIE

Prezentowana praca wskazuje na metodykę postępowania przy ocenie zagrożenia korozyjnego zbrojenia przez domieszki organiczne i chlorki.

Dane zamieszczone w tablicy 2 wskazują, że domieszki organiczne takie jak gliceryna (G) i trietanolamina (T) wywołują w obecności chlorków efekt podobny do obniżenia zawartości chlorków w stwardniałym zaczynie w równowadze z cieczą porową. Wskazują na to dane porównawcze zaznaczone pogrubionym drukiem a określone na podstawie równań empirycznych.

Równocześnie w pracy wykazano, że ilościowa ocena szybkości korozji zbrojenia możliwa jest przy zastosowaniu metody galwanostatycznej. Wyniki badań układu 1,5% CaCl_2 + 1,0% G wskazują, że kryterium termodynamiczne progu korozji zbrojenia w obecności chlorków $\Delta\mu^* = \mu_{\text{Cl}^-}^* - \mu_{\text{OH}^-}^* = 20$ kJ/dm³ w przypadku gliceryny występującej jako anion w cieczy porowej wymaga uściślenia i weryfikacji dla innych domieszek organicznych występujących jako anion w cieczy porowej.

LITERATURA

1. Sandberg P., Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete, Report TVBM 3068 LUND, Sweden 1995.
2. Wieczorek G., Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny, Wrocław, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2002.
3. Wieczorek G., Pore solution properties in concrete with chlorides, Kurdowski Symposium „Science of cement and concrete”, Kraków, 2001, pp. 79.
4. Wieczorek G., Kondraciuk W., Wpływ rodzaju cementu na skład chemiczny cieczy wypełniającej pory, Cement Wapno Beton 2001, 2, 52.
5. Wieczorek G., The equilibriums between hardened cement paste and pore solution. Part I: The jump of electrical potential on the interface CSH gel – pore solution in the presence of chlorides. Part II: The influence of chlorides on the properties of pore solution. Proceedings of the International Colloquium, Mogilany, 18-19 September 1997, Edited by W. Kurdowski, pp. 21-50.
6. Wieczorek G., Bryłka J., Porównanie metody ekstrakcji próżniowej i ciśnieniowej uzyskiwania cieczy porowej betonu. Materiały VI Ogólnopolskiego Sympozjum Naukowo-Technicznego nt. „Nowe osiągnięcia w badaniach inżynierii korozyjnej”, Poraj, 2000, 342.
7. Wieczorek G., Kondraciuk W., Wpływ wybranych domieszek organicznych na skład chemiczny i właściwości cieczy wypełniających pory w betonie w obecności chlorków, Cement Wapno Beton 2003, 1, 33.
8. Wieczorek G., Bryłka J., Rutkowska W., Głowacka U., Wpływ chlorków na skład chemiczny i właściwości cieczy wypełniającej pory, Cement Wapno Beton 2003, 2, 74.
9. Wieczorek G., Gust J., Tannin-sugar fractions of vegetables extracts as corrosion inhibitors of reinforcing steel, Proc. 8th European Symposium on Corrosion Inhibitors, University of Ferrara, 1995, Vol. 1, 599-608.
10. Wieczorek G., Backiel - Brzozowska B., Zagrożenie korozyjne zbrojenia wywołane przez chlorki, Ochrona przed Korozją 2001, 7, 171.
11. Wieczorek G., Propozycja kryterium termodynamicznego dla progu korozji zbrojenia inicjowanej przez chlorki, Cement Wapno Beton 2000, 6, 236.
12. Wieczorek G., Bryłka J., Monitorowanie szybkości korozji stali zbrojeniowej metodą galwanostatyczną w zaprawach i betonach zawierających chlorki, Cement Wapno Beton 2002, 2, 60.
13. Wieczorek G., Bryłka J., Rutkowska W., Effect of triethanolamine, glycerin and tannin-sugar fractions on chemical composition and properties of pore solution in concrete, Materiały Międzynarodowej Konferencji „Construction and Architecture” Belarussian Technical University, Mińsk, 2003, T.2, 53-61.
14. Wieczorek G., Backiel-Brzozowska B., Evaluation of corrosion threat of reinforcing steel caused by chemical admixture, Materiały Międzynarodowej Konferencji „Construction and Architecture” Belarussian Technical University, Mińsk, 2003, T.2, 62-71.
15. Nowogrodzki, Trudy NIŻB Beton i Żelazobeton, Gosstroj SSSR, 1974, 11, 89.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/2002.

УДК 624.012.4

Басов В.С., Кондратчик А.А.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В КОНТЕКСТЕ НОРМ СНБ 5.03.01–02 "БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

Разработка и введение в действие нового нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций [2] вызвала неоднозначную оценку его положений со стороны проектировщиков и строителей. Речь идет не только (и не столько) о принятии новой международной системы обозначений, сколько о конструктивных требованиях при проектировании железобетонных конструкций, классификациям сред (классов) эксплуатации и нормируемой минимальной прочности бетона.

Отметим, что издание в 2004 году Изменения № 1 к СНБ 5.03.01–02 (после года действия СНБ 5.03.01–02), по мнению авторов статьи, является своего рода уступкой строительному комплексу, главным образом в части требований к величине защитного слоя бетона. На наш взгляд материалы данной публикации будут способствовать поиску верного решения.

Комплекс нормативно-технических документов [1], сложившийся в республике Беларусь, определяет в качестве объекта нормирования как результат деятельности (строительную продукцию), так и его компоненты (здания, сооружения, строительные конструкции, изделия и материалы). Структура НТД формирует механизм, обеспечивающий адекватное вложенным средствам использование продукции (надежность, прочность, устойчивость, эксплуатационные характеристики) в течение нормируемого периода эксплуатации.

Сбой в механизме может произойти на стадии проектирования, изготовления и эксплуатации продукции в силу объективных и субъективных причин, среди которых можно выделить невыполнение требований НТД, несовершенство технической базы при создании и использовании продукта, квалификация кадров, человеческие ошибки на всех стадиях создания строительной продукции.

Безусловным "лидером" в цепочке "несоответствий" является выполнение требований НТД, неадекватных реалиям жизни конструкции, недооценка значимости того или иного фактора и его массовое тиражирование.

Принятое в [2] ранжирование условий эксплуатации конструкций в виде характерных классов, безусловно, является положительным аспектом в нормировании условий взаимодействия системы "среда – конструкция (читай материал)". Понимание механизма деградации и полного разрушения материала конструкции в конкретных условиях позволяет проектировщику реально оценить ситуацию и предусмотреть мероприятия по ее защите. Нормируемые в табл. 5.2 [2] минимальные классы бетона косвенно отражают уровень первичной защиты конструкции от воздействия среды. Принятое в [3] (п. 5.61) примечание о возможности снижения класса бетона при выполнении требований по обеспечению величины защитного слоя бетона, на первый взгляд, логично, однако может привести к удорожанию конструкции при устройстве вторичной защиты арматуры от коррозии, возобновляемой с определенной периодичностью.

Претерпели изменения и требования, относящиеся к нормированию размера (толщины) защитного слоя бетона (снижены на 5 мм) [3], однако это сделано с большим количеством примечаний, уточняющих действия проектировщиков, которые также могут быть восприняты, в ряде случаев, в пользу ситуации, а не обеспечения долговечности конструкции. Например, при проектировании канализационной насосной станции № 1 по ул. Гоголя в г. Бресте был снижен размер защитного слоя бетона, учитывая введение вторичной защиты – окраски поверхности конструкции. При детальном анализе ситуации выяснилось, что это, во-первых, приводит к существенному удорожанию объекта, во-вторых, не может быть выполнено из-за технологического режима эксплуатации.

Оправданным является принятие в [3] защитного слоя бетона для сред ХА1, ХА2 и ХА3 по СНиП 2.03.11–85 [5], что обеспечивает логическую связь обоих документов и сохранение опыта, накопленного ранее [4, 5].

Значимым в [3] является конкретизация положения, определяющего, какую величину защитного слоя бетона следует указывать в рабочих чертежах. Несмотря на то, что об этом подробно было изложено ранее [6], это положение требует комментария. Независимо от способа исполнения конструкции на стадии проектирования следует обеспечивать нормируемую СНБ 5.03.01–02 величину защитного слоя бетона, что позволит обеспечить выполнение требований по долговечности конструкций.

Следует отметить, что логическим продолжением разработки системы НТД в Республике Беларусь в части обеспечения долговечности конструкций является введение в действие СНБ 1.04.01-04 [7]. Однако в настоящее время должным образом не налажена работа по анализу и систематизации данных о фактах и причинах снижения долговечности, сложившихся при различных условиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 1.01.01-97. Система технического нормирования и стандартизации в строительстве. Национальный комплекс нормативно-технических документов. Основные положения.- Мн.: Минстройархитектуры РБ.- 1997.- 21 с.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции.- Мн.: Минстройархитектуры РБ.- 2003.- 130 с.
3. Изменение № 1 к СНБ 5.03.01-02: Бетонные и железобетонные конструкции.- Мн.: Минстройархитектуры РБ.- 2004.- 22 с.
4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.- М.: Госстрой СССР.- 1986.- 79 с.
5. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.- М.: Госстрой СССР.- 1986.- 48 с.
6. Тур В.В., Кондратчик А.А. Требования по нормированию толщины защитного слоя бетона, принятые в СНБ 5.03.01-02 "Бетонные и железобетонные конструкции"// Инженер-консультант в строительстве.- 2004.- № 14.- с. 8-10.
7. СНБ 1.04.01-04. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации.- Мн.: Минстройархитектуры РБ.- 2004.- 24 с.

УДК 624.04(07)

Игнатюк В. И.

О ПРИНЦИПАХ И ПОДХОДАХ К ИЗУЧЕНИЮ ОСНОВ МКЭ В РАСЧЕТАХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ СТУДЕНТАМИ СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПГС В БГТУ

Метод конечных элементов (МКЭ) сегодня широко используется в расчетах строительных конструкций и сооружений, как непосредственно, так и при использовании современного программного обеспечения для ЭВМ (ПЭВМ) – Лира, Мираж, Nastran и т. д. Эти программы при работе с ними являются «черным ящиком» для пользователя, не знающего реализованной в программах процедуры расчета. Для раскрытия этого «черного ящика» необходимо знать и понимать суть применяющихся в программах методов расчета и принципов их реализации и использования. Поэтому знание метода конечных элементов студентами специальности 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» сегодня является необходимым условием выпуска специалистов современного уровня.

Изучение метода конечных элементов в расчетах стержневых систем студентами специальности ПГС в Брестском государственном техническом университете осуществляется в рамках курса «Современные методы расчета сложных строительных систем», читаемого на 4-ом курсе обучения.

Изложение материала в курсе построено по принципу «от простого к сложному», что позволяет студентам лучше понять суть метода конечных элементов. Все вопросы вначале излагаются применительно к более простым сооружениям – плоским стержневым системам, а затем последовательно применяются к все более сложным системам – к системам перекрестных балок, к пространственным фермам, к произвольным пространственным стержневым системам и к задачам динамики. Вывод основных зависимостей и соотношений метода конечных элементов выполняется для плоских стержневых сооружений, а затем эти зависимости распространяются на остальные системы.

В начале курса излагаются основные положения, лежащие в основе метода, подходы и принципы при реализации метода конечных элементов, в том числе и применительно к континуальным системам, обсуждаются принципы получения расчетной дискретной модели и подходы к ее описанию, рассматриваются аппроксимирующие функции различных типов конечных элементов.

Далее подробно рассматривается процедура метода конечных элементов применительно к расчету плоских стержневых систем. Выводятся основные зависимости метода, которые остаются справедливыми при расчете и более сложных систем, рассматриваемых далее, а также континуальных систем. На основе вариационного принципа Лагранжа или минимизации полной потенциальной энергии системы выводятся соотношения между усилиями и перемещениями, получаются разрешающие уравнения, выражения для определения усилий в конечных элементах, рассматриваются принципы преобразования координат, общая схема расчета и т. д. Детальное изложение всех этих вопросов на примерах простых систем способствует более глубокому пониманию сути и принципов метода конечных элементов.

Выводятся и приводятся зависимости (матрицы жесткости и вектора усилий) также для случаев упруго-податливого присоединения конечных элементов к узлам, в том числе при действии нагрузок, распределенных по треугольному и трапециидальному законам [1].

Подробно рассматриваются особенности расчета отдельных видов плоских стержневых систем – рам, балок, ферм, а также принципы расчета МКЭ плоских рам без учета продольных деформаций, что соответствует классическим методам расчета – методу сил, методу перемещений, и, таким образом, показывается взаимосвязь методов расчета.

Далее изучаются особенности и принципы расчета МКЭ систем перекрестных балок (СПБ), пространственных ферменных структур и наиболее общего случая – произвольных пространственных стержневых систем. Получаются основные зависимости и выражения применительно к этим системам, в том числе с учетом упругой податливости присоединения к узлам [4], и рассматривается реализация метода на примерах расчетов.

В конце изучается решение методом конечных элементов задач динамики для рассмотренных ранее систем. Приводятся уравнения для определения частот свободных колебаний и зависимости для расчета динамических эпюр усилий при гармонических нагрузках.

Рассматриваемый курс достаточно подробно изложен в учебном пособии автора [5].

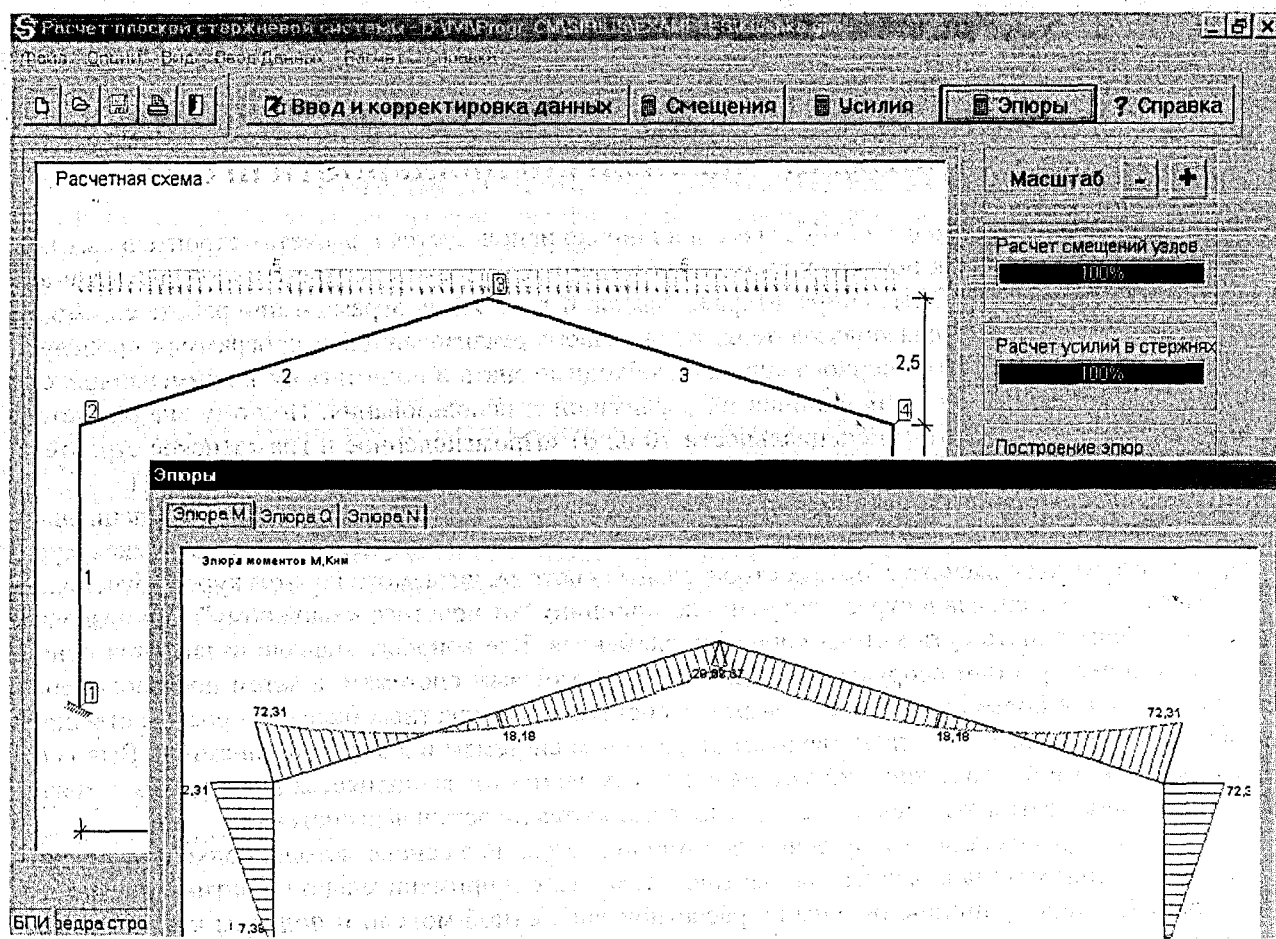


Рисунок 1 – Интерфейс программы «SIRIUS»

В процессе изучения курса производится решение задач по всем разделам, которое выполняется как вручную – с подробным выполнением всех этапов расчета, так и с использованием специальных компьютерных программ, разработанных на кафедре строительной механики. Эти программы, кратко представленные ниже, имеют развитые таблично-графические интерфейсы ввода исходных данных и представления результатов расчета, позволяют анализировать как процесс решения задач, так и распределение усилий и перемещений (деформирования систем) с изменением их характеристик и параметров, обладают простотой и удобством в работе, контролем правильности ввода ряда параметров и решения задач. Все это важно при использовании программ в учебном процессе.

«SIRIUS» – программа расчета плоских стержневых систем на действие статических нагрузок (авторы – Игнатьюк В. И., Гойшик И. М.) [3]. Программа имеет простой и очень удобный интерфейс работы с ней (рис. 1).

«VEGA» – программа расчета плоских стержневых систем при действии статических нагрузок (авторы – Игнатьюк В. И., Богомолов Д. В.). Программа позволяет рассчитывать плоские стержневые системы как в классической постановке, так и с учетом упруго-податливого присоединения конечных элементов к узлам при действии нагрузок, распределенных по треугольному и трапециевидальному законам [2]. Основы пользовательского интерфейса программы представлены на рис. 2.

«ORION» – программа расчета произвольных пространственных стержневых систем при действии статических нагрузок (авторы – Игнатьюк В. И., Бондарук Н. С.) [1]. Программа, дополнительно к вышеуказанным характеристикам интерфейса, позволяет задавать удобный вид графических изображений (включая их масштабирование, повороты, вращение) и представления численных результатов (вид и размер ячеек таблиц, единицы измерения величин, формат чисел и т. д.), просмотреть усилия в каждой из стержней и т. п. (рис. 3). Все это делает программу ценной при использовании в учебном процессе.

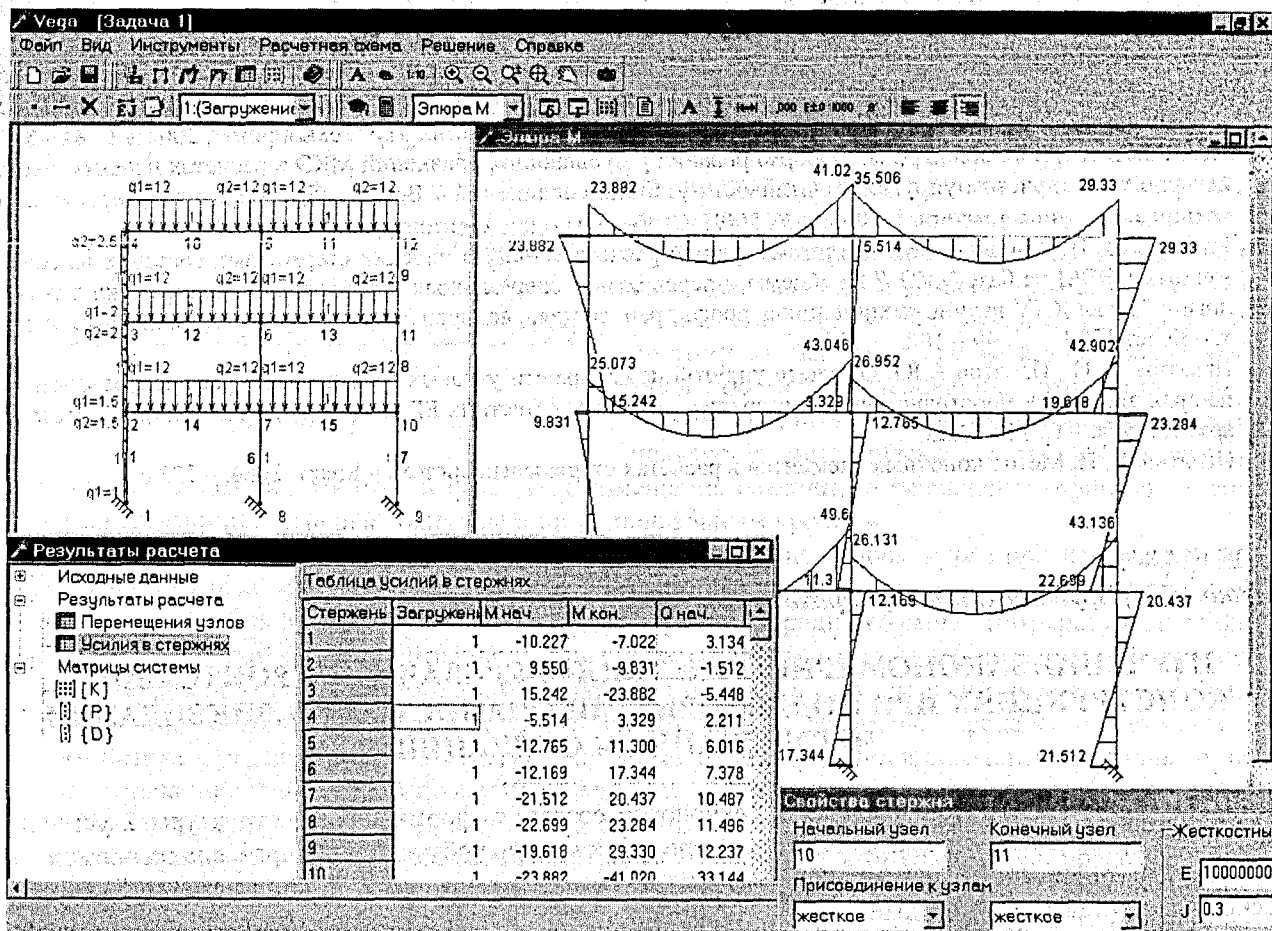


Рисунок 2 – Интерфейс программы «VEGA»

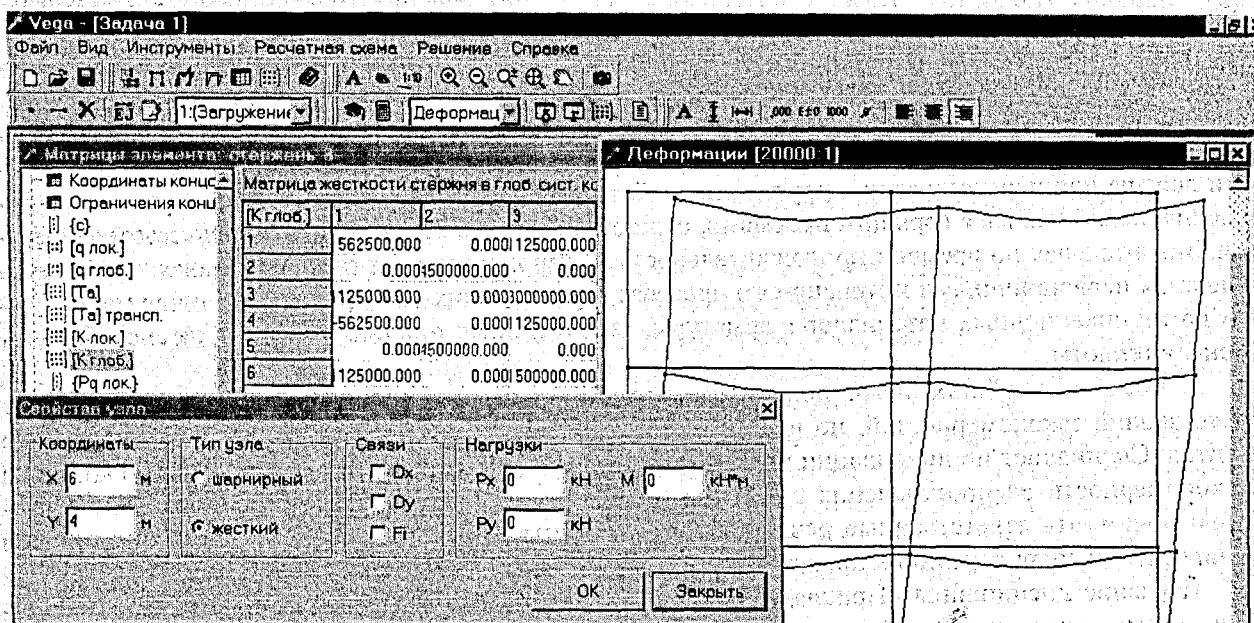


Рисунок 3 – Интерфейс программы «ORION»

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Игнатюк В. И., Бондарук Н.С. Расчет на ПЭВМ пространственных стержневых систем на базе МКЭ (Программа ORION) // Актуальные проблемы расчета зданий, конструкций и их частей: Теория и практика: Материалы междунар. научно-техн. конф., Минск, 21–22 марта 2002 г. – Мн.: УП “Технопринт”, 2002. – С. 81 – 87.
2. Игнатюк В. И., Богомолов Д. А. О формировании разрешающих уравнений МКЭ в расчетах плоских стержневых систем с учетом упругой податливости узловых соединений // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2003. – № 1(19): Строительство и архитектура. – С. 70 – 74.
3. Игнатюк В. И., Гойшик И.М. Об автоматизации расчета усилий в плоских стержневых системах на современных ПЭВМ на базе МКЭ // Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Труды XXV научно-технич. конф. проф.-преп. состава, аспирантов и студентов / Брест, политехн. ин.-т. – Брест, 1998. – С. 99 – 102.
4. Игнатюк В. И., Игнатов А.Ю. Об учете упругой податливости узловых соединений в расчетах методом конечных элементов пространственных стержневых систем / Вестник БГТУ. – 2004. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 118 – 122.
5. Игнатюк В. И. Метод конечных элементов в расчетах стержневых систем. – Брест, 2004. – 172 с.

УДК 614.841

Котов Г.В., Врублевский А.В., Гороховик М.В., Гарбуль И.В.

ИЗУЧЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ТЕПЛОПЕРЕДАЧИ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ПОДГОТОВКЕ СПЕЦИАЛИСТОВ ПО ЛИКВИДАЦИИ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЙ

Разработка новых дидактических технологий создания, формирования структуры и усвоения материала требует использования наиболее передовых методов обучения и направлена на повышение уровня подготовки молодых специалистов. Изучение процессов переноса теплоты является одним из основных составляющих подготовки специалистов по ликвидации чрезвычайных ситуаций. Знание закономерностей теплопередачи лежит в основе систематического осмысления возникновения, распространения и характера пожара.

Одной из важнейших причин возникновения и распространения пожара является прогрев строительных конструкций выше предельно допустимого уровня. Теплопередача через элементы конструкций может приводить к значительному повышению температуры в смежном с горящим помещении, либо к самовоспламенению примыкающих к перегородке предметов из горючего материала (мебели, элементов покрытий и пр.).

Характеристики элементов, используемых при строительстве зданий и сооружений, оказывают решающее влияние на степень пожароопасности зданий. Конструкция сооружения в целом определяет движение конвективных потоков воздуха и дымовых газов. Наличие вертикальных шахт и внутриперегородочных полостей способствует распространению тепла в объеме здания и увеличению площади пожара или переходу его на другие этажи. В то же время пожар может распространяться в помещения, не связанные с горящим проемами, ответственными за это становятся процессы теплопередачи. Значительная по времени продолжительность пожаров и высокая среднеобъемная температура становятся первопричинами интенсивного прогрева ограждающих конструкций. Наличие металлических коммуникационных материалов и арматуры, недостаточная толщина перегородок способствуют переносу теплоты.

К числу важнейших задач подготовки молодых специалистов относится формирование не только знаний закономерностей, но и понимания их природы и факторов, определяющих характер развития. Специалист по ликвидации чрезвычайных ситуаций должен знать причины возникновения и закономерности распространения пожаров, уметь анализировать сложившуюся ситуацию и правильно принимать ответственные решения, владеть приемами прекращения пожаров, определять и планировать мероприятия по их предотвращению.

Изучение дисциплины «Прикладная термодинамика» в Государственном учреждении образования «Командно-инженерный институт» Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь направлено на формирование у курсантов научных представлений о причинах распространения пожаров и характере протекающих процессов, среди которых теплопередача занимает одно из главных мест.

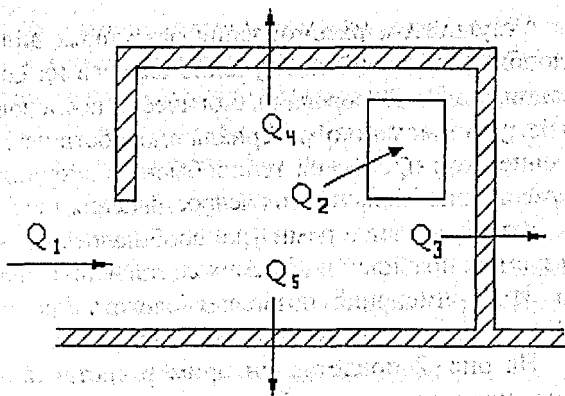


Рисунок 1

Для изучения закономерностей теплопередачи через строительные конструкции необходимо поэтапное рассмотрение отдельных составляющих сложного теплообмена. Формирование знаний о теплопередаче начинается с исследования теплопроводности, стационарной и нестационарной, далее осуществляется переход к конвективному теплообмену и теплообмену излучением. Решение проблем теплопередачи должно находиться в логической связи с другими изучаемыми дисциплинами, поэтому на первом этапе встает вопрос о выборе такого объекта исследования, который был бы уже знаком курсантам. В настоящее время широко используется методическая схема, соответствующая

двухэтажному зданию, в котором находятся помещения различного назначения (производственные, складские, административные, бытовые и пр.) с подвальным уровнем.

Знакомство с общей методической схемой начинается на втором курсе при изучении опасных факторов чрезвычайных ситуаций. Ее элементы применяются для расчета таких параметров развития пожара, как площадь пожара на заданный момент времени, среднеобъемная температура, коэффициент избытка воздуха, высота нейтральной зоны, интенсивность газообмена, время вскрытия проемов и др. В курсе прикладной термодинамики осуществляется расчет значений среднеобъемных параметров пожара, составление материального и энергетического балансов, определение плотности теплового потока к ограждающим конструкциям, расчет параметров теплообмена конвективного, излучением и теплопроводностью, а также теплопередачи.

Выбор характера объекта производится с учетом цели занятия и рассматриваемых на нем вопросов. Например, в качестве объекта рассмотрения может использоваться схема, представленная на рис. 1. На схеме изображено помещение с дверным и оконным проемами, стрелками обозначены тепловые потоки: поступающий из окружающей среды Q_1 , удаляющийся с дымовыми газами Q_2 , и передаваемые через стеновые перегородки Q_3 и перекрытия Q_4 , Q_5 . Повышение температуры в объеме помещения происходит либо за счет вносимой конвективными потоками теплоты, либо за счет протекания процессов горения. В последнем случае учитываются характер пожарной нагрузки и коэффициент избытка воздуха.

Расчет количественных характеристик процесса теплопередачи осуществляется поэтапно, с изучением ее закономерностей по мере усложнения логического и математического аппарата. Знание теплопередачи является результатом последовательного изучения различных видов теплообмена и их комбинаций. На первом этапе происходит ознакомление с закономерностями стационарной теплопроводности. Осуществляется расчет плотности теплового потока через одно- и многослойные стеновые перегородки с учетом их толщины и состава с применением уравнения Фурье. В ходе проведения занятия обучаемые должны научиться определять плотность теплового потока и требуемую толщину, а также материал перегородок для обеспечения выполнения требований противопожарной безопасности.

Переход к решению задач нестационарной теплопроводности преследует цель расчета времени прогрева несущих конструкций до критического значения, соответствующего утрате ими заданной прочности, либо времени достижения температуры греющей поверхности до значения, соответствующего началу самовоспламенения горючих материалов, примыкающих к ней. Оптимальными признаны методы решения с использованием граничных условий 1-го и 3-го родов.

Расчет плотности конвективного теплового потока к ограждающим конструкциям осуществляется с использованием теории подобия, критериальных уравнений Прадтля, Нуссельта и Грасгофа. Основными являются расчетные уравнения для конвективного теплообмена между дымовыми газами и ограждающими конструкциями в большом объеме, а также для случаев движения дыма в узких нишах и дымоходах. Введение поправочных коэффициентов позволяет определять величины тепловых потоков при нагреве перекрытий сверху и снизу.

С использованием закономерностей лучистого теплообмена производится расчет нагрева конструкций от факела пламени, дымовых газов, а также расположенных вблизи горячих поверхностей. Решаются задачи определения безопасных расстояний между конструкциями из сгораемых материалов.

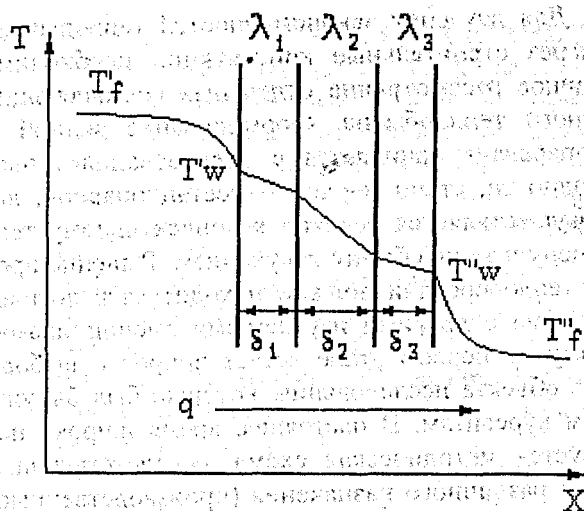


Рисунок 2

дельных слоев перегородки; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - значения их коэффициентов теплопроводности; T'_w - температура обогреваемой поверхности; T''_w - температура греющей поверхности. В ходе занятий осуществляется как решение общей задачи определения параметров теплопередачи через строительные конструкции, так и отдельных ее составляющих с учетом цели занятия, его места в образовательном процессе и уровня подготовки курсантов на данном этапе.

Использование методических схем для исследования процессов возникновения и развития пожара и определения количественных характеристик теплопередачи через строительные конструкции является важным структурообразующим звеном подготовки специалистов по чрезвычайным ситуациям. Широкая вариативность схем дает возможность их применения на любом этапе подготовки. Преподаватель выбирает тип здания, его геометрические параметры, количество и характер пожарной нагрузки, конструкционные материалы и их состав. С учетом поставленных целей определяются задачи расчета температуры пожара, составления материального и энергетического балансов газовой среды помещения, прогнозирования возможности распространения пожара через перегородки и перекрытия, утраты элементами конструкций прочности и времени до начала разрушения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Котов Г.В. Прикладная термодинамика. -Мн.: УП «Донарит», 2004. -421 с.
2. Котов Г.В., Бутылина И.Б., Гороховик М.В. Методическая модель преподавания дисциплин «Физико-химические основы теории горения и взрыва» и «Общая и специальная химия». // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация». -Мн.: НИИ ПБ и ЧС, 2002. № 2 (12). -С. 4 – 9.

УДК 355.233/237 (476)

Левтринский В. В.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПОДГОТОВКИ ВОЕННО-ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В БЕЛОРУССКОМ ГОСУДАРСТВЕННОМ УНИВЕРСИТЕТЕ ТРАНСПОРТА

В современном мире собственная система образования является одним из главных богатств каждой страны.

Без собственной системы образования у Беларуси только одно будущее - полная зависимость от развитых стран. Это понимает и руководство страны. В настоящее время в стране идёт реформирование военно-инженерного образования.

В средствах массовой информации нашей республики особенно интенсивно обсуждаются проблемы подготовки офицерских кадров в высших военных и гражданских вузах. Анализ этих публикаций показывает, что диапазон проблем высшего военного профессионального образования затрагивает интересы военных и гражданских высших учебных заведений, государственных и ведомствен-

Результатом рассмотрения различных видов теплообмена становится изучение случаев их комбинации, т.е. теплопередачи. Логически последовательному осмыслению материала способствует построение схем процессов теплообмена в координатах «расстояние вдоль линии распространения тепла» - «температура». Ранее нами уже сообщалось об используемых правилах и приемах составления таких схем. Их применение позволяет сделать процесс обучения более наглядным и преемственным.

На рис. 2 представлен пример составления схемы процесса теплообмена между газовыми средами, разделенными трехслойной перегородкой. Температура греющей среды обозначается T'_g ; T''_f - температура тепловоспринимающей среды; q - плотность теплового потока, проходящего через перегородку; $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ - толщины отдельных слоев перегородки; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - значения их коэффициентов теплопроводности; T'_w - температура обогреваемой поверхности; T''_w - температура греющей поверхности. В ходе занятий осуществляется как решение общей задачи определения параметров теплопередачи через строительные конструкции, так и отдельных ее составляющих с учетом цели занятия, его места в образовательном процессе и уровня подготовки курсантов на данном этапе.

ных органов управления образованием, а также всех ветвей государственной власти и управления. Поэтому подготовка офицерских кадров выходит за рамки военного ведомства и является общегосударственной задачей. Решаться эта задача, на мой взгляд, должна на основании нормативно-правовой базы Республики Беларусь в области образования с учетом специфики деятельности офицерских кадров в мирное и военное время.

Проблему взаимодействия военного и гражданского образования можно решать по-разному. Так, для замещения первичных должностей в Великобритании 2/3 офицеров учатся в военных вузах, 1/3 - в университетах. В США 20 процентов флотских офицеров получают образование в собственном Военно-морском училище, а 80 процентов - в гражданских университетах и колледжах по специальным программам резерва и кадров с последующей обязательной профессиональной подготовкой в образовательных учреждениях ВМС.

В России введенная в 1993 году контрактная служба предоставила офицерам возможность увольняться через 5 лет после окончания вуза. Одновременно с этим был законодательно расширен и сам перечень оснований для досрочного увольнения офицеров. В результате численность увольняемых офицеров стала в 2-3 раза превышать расчетные показатели убыли. Положение усугубляется ростом отчислений курсантов из военно-учебных заведений, которые за последнее десятилетие возросли в 2 раза. Данные Министерства обороны показывают, что при сохранении существующих тенденций увольнения офицеров и отчисления курсантов укомплектованность Вооруженных сил офицерами только за счет выпуска из военно-учебных заведений составит в перспективе не более 50%.

Задачу полного удовлетворения потребностей военной организации государства в офицерах нельзя решить только за счет увеличения выпуска из военно-учебных заведений. В сложившихся условиях для этого потребовалось бы в 2-3 раза увеличить численность слушателей и курсантов и соответственно увеличить расходы на содержание вузов.

В России сегодня военно-учебные заведения не компенсируют ежегодную убыль офицеров с военной службы. Выпуск из ВУЗов и, соответственно, численность обучающихся в них планируются на основе установленной нормы естественной убыли, составляющей 5-7 % в год от штатной численности воинских должностей офицеров.

Задачу полного удовлетворения потребностей военной организации государства в офицерах нельзя решить только за счет увеличения выпуска из военно-учебных заведений. В сложившихся условиях для этого потребовалось бы в 2-3 раза увеличить численность слушателей и курсантов и соответственно увеличить расходы на содержание ВУЗов.

Остро проблема взаимодействия военного и гражданского образования в нашей стране проявляется и в нынешний переходный период. Во многом она связана с финансовыми затруднениями как высшей гражданской, так и высшей военной школ.

Согласование усилий по осуществлению результативного действенного взаимодействия систем образования необходимо начинать прежде всего с органов управления гражданским и военным образованием, с определения единой государственной политики в области образования.

В интересах взаимодействия военного и гражданского профессионального образования должна быть создана единая законодательная база, которая позволяла бы решать как общие, так и специфические задачи. Например, в настоящее время высшая военная школа нуждается в признании на государственном уровне четвертой и пятой ступеней высшего военного профессионального образования, которые существуют в Вооруженных силах России уже более 170 лет, а также во введении государственных образовательных стандартов высшего военного профессионального образования на все военные специальности.

Суть дела заключается в том, что высшая военная школа очень четко разделяет образование офицеров для исполнительских (эксплуатационных) должностей и образование руководящего состава Вооруженных Сил. Офицеры исполнительских должностей получают образование в Военной академии Республики Беларусь, осуществляющей подготовку офицерских кадров на базе среднего (полного) общего образования. Высший командный состав получает образование по управленческим специальностям в Военной академии Генерального штаба Вооруженных сил Российской Федерации уже на базе высшего профессионального образования, опыта практической работы и с учетом склонностей к управленческой деятельности.

Я предлагаю, кроме трех ступеней высшего профессионального образования, законодательно установить четвертую ступень - для подготовки руководителей предприятий и пятую - для подготовки руководителей отраслей народного хозяйства. Для военных специалистов это, соответственно, тактический и стратегический уровни управления.

Вузу будет предоставляться право выдачи документов государственного образца с момента его государственной аккредитации по результатам аттестации.

При взаимодействии высшего военного и высшего гражданского профессионального образования конкуренция военной и гражданской школ может осуществляться только в пределах государственных образовательных стандартов на специальности, а именно: в общенаучном, общетехническом и общекультурном отношениях. Что касается освоения военно-образовательного компонента в профессиональном отношении, то военная школа является естественным монополистом в подготовке военных специалистов подобно тому, как и гражданская — в подготовке гражданских специалистов.

Из мировой практики военного образования известно, что подготовка офицерских кадров осуществляется не в параллельных, а в смешанных системах гражданского и военного образования. При этом подготовка военных специалистов в гражданских вузах обходится государству дешевле. Однако в мире нет ни одного крупного государства, которое не имело бы собственных систем военного образования. Эти системы создаются с учетом национальных интересов, традиций, социальных, экономических возможностей стран и ряда других факторов. Хорошо известно, что костяк кадрового офицерского корпуса готовится только в системе собственных военных образовательных учреждений, начиная с довузовского образования. Массовая подготовка офицеров с учетом мобилизационных планов в большинстве зарубежных стран осуществляется при сотрудничестве гражданской и военной школ и только для замещения первичных должностей.

В настоящее время в Республике Беларусь сложилась следующая система подготовки офицерских кадров. Министерство обороны готовит кадровый офицерский корпус по сугубо военным специальностям для всех видов, родов войск в собственном вузе. Офицеры запаса (резерва) готовятся в гражданских вузах при наличии в них военных кафедр. При этом, однако, в некоторых гражданских вузах военные преподаватели фактически оторваны от высшей военной школы, и в этих вузах учебно-лабораторная и информационная базы не всегда отвечают современным требованиям, предъявляемым к военным специалистам.

Основная идея взаимодействия высшего военного и высшего гражданского профессионального образования заключается в том, чтобы от каждой системы образования взять ее самое лучшее и внедрить в практику подготовки офицерских кадров. При этом надо понимать, что военное образование является одной из важнейших государственных задач. Ведомственный подход к решению этой проблемы недопустим.

Особая роль в подготовке офицера-профессионала должна отводиться его воспитанию.

Образование офицеров запаса и части кадрового состава надо осуществлять совместными усилиями высших гражданской и военной школ. Для этого должны быть разработаны государственные образовательные стандарты для военных специальностей, на основании которых осуществлялась бы и подготовка студентов, курсантов и слушателей соответственно в гражданских вузах и Военной академии Республики Беларусь. На первые при этом возлагается задача по обучению студентов, изъявивших желание получать военное образование только до степени «бакалавр», что предполагает освоение государственных образовательных стандартов. Срок обучения студентов — четыре года. Министерству обороны Республики Беларусь предлагается раздельно размещать заказ в вузах на определенное количество студентов, которые будут обучаться по основной образовательной программе в объеме двух лет и по четырехлетним программам бакалавриата. В процессе обучения студентов в гражданском вузе Министерство обороны на конкурсной основе может осуществлять отбор кандидатов для завершения образования по избранной специальности в Военной академии Республики Беларусь.

Подготовка же офицеров запаса может полностью осуществляться гражданскими вузами. При этом в процессе обучения студенты, заключившие контракт с Министерством обороны, будут использовать для освоения образовательных программ учебно-лабораторную и информационную базу Военной академии Республики Беларусь, проходить практику (стажировку) в частях Вооруженных Сил. По окончании гражданского вуза офицеры запаса будут проходить военную службу в соответствии с действующим законодательством.

В современном государстве Вооруженные Силы мирного времени не в состоянии вести масштабные боевые действия, они служат лишь основой для развертывания армии военного времени, численность которой многократно возрастает за счет мобилизации. Для комплектования такой армии командным составом потребуется большое количество офицеров-специалистов высокой квалификации, способных выполнять свои обязанности в сложных условиях современных боевых действий. Чем совершеннее становятся способы ведения вооруженной борьбы, тем выше предъявляются требования к уровню квалификации командных кадров.

Функциональную основу поддержания высокой боеспособности и боевой готовности Железнодорожных войск РБ и их воинских формирований составляют военные специалисты – рядовой, сержантский состав, прапорщики, главным образом, офицерский состав.

Сложный и динамичный характер современной боевой деятельности войск, использование в ней новейших информационных технологий, образцов вооружения и военной техники, закономерная зависимость хода и результата военных действий от содержания и качества заблаговременно проведенной с ними подготовки, выдвигает объективную потребность в кардинальном и качественном совершенствовании всей системы военно-профессиональной подготовки военных специалистов для Железнодорожных войск Беларуси в военное время.

Важнейшим условием успешного решения задач по подготовке офицерских кадров будет правильная организация руководства планированием, анализом складывающейся обстановки, знанием состояния и потребности войск, наличием учебно-материальной базы, командным и преподавательским составом, владеющим методикой подготовки офицеров в сложных условиях военного времени в короткие сроки. Организация подготовки офицеров Железнодорожных войск в военное время должна быть направлена на детально продуманное, системное обучение, которое, безусловно, заблаговременно планируется в мирное время, при этом соответствующие органы управления, учебные заведения, должны быть подготовлены к тому, чтобы соответственно складывающейся обстановке оперативно вносить необходимые коррективы в планы подготовки офицеров.

Основным структурным подразделением подготовки офицерских кадров для железнодородных войск является военно-транспортный факультет Белорусского государственного университета транспорта. На военно-транспортном факультете Белорусского государственного университета транспорта идет опробирование новой системы подготовки военно-инженерных кадров, которая позволяет подготовку специалистов выполнить более эффективно.

Так, в настоящее время на факультете курсанты всех специальностей готовятся со сроком обучения пять лет.

Программа подготовки первые два года полностью унифицирована для всех специальностей, обучение проходит в составе одной учебной группы.

Это же время курсанты два года проживают в благоустроенном помещении в/ч 5525 (МВД), а на занятия убывают в университет городским транспортом. После III курса курсанты будут проходить обучение в гражданских группах специализированных факультетов, а проживать на этаже общежития университета. Для обучения курсантов используется высококлассная учебная база ВУЗа и его научный потенциал. В ВУЗе преподают более 30 докторов наук, 120 кандидатов наук. В пользовании обучающихся более 600 компьютеров.

Немаловажное значение для подготовки офицеров в военное время имеет учебно-материальная база военно-учебных заведений, осуществляющих подготовку офицеров, в силу того, что подготовка офицеров в военное время должна иметь четкую практическую направленность.

Было бы целесообразно в полной мере использовать при подготовке офицеров возможности многоуровневой структуры профессионального образования мирного времени, закладывая тем самым фундамент для подготовки офицерских кадров в военное время, разработать рациональные для каждого уровня и всей системы в целом методологии военно-профессиональной подготовки. Организация и методика обучения должны быть ориентированы на развитие самостоятельности, творческого мышления, решительности офицерского состава при выполнении задач по штатному предназначению в условиях военного времени.

В военное время укомплектование ЖДВ осуществляется:

- офицерами запаса, приписанными к Железнодорожным войскам;
- офицерами, которые будут досрочно выпущены из ВУЗов по сокращённым программам;

– офицерами Железнодорожных войск, поступающими из медучреждений после их излечения.

Исходя из этого для подготовки (переподготовки) офицерских кадров в военное время целесообразно создать при Белорусском государственном университете транспорта учебный центр ЖДВ, основными задачами которого будут:

- совершенствование военных знаний и практических навыков офицеров, призванных из запаса или их переподготовка по новым ВУС и для умения правильного использования новых видов вооружения и техники;
- приём и подготовка (переподготовка) офицерского состава, возвращающихся из лечебных учреждений.

Важной слагающей в общей структуре подготовки офицеров является организация и проведение подготовки офицерских кадров в составе воинских формирований. Рассматривая данный вопрос на этапе планирования, следует учитывать стоимостные затраты, необходимые для одиночной подготовки офицеров в системе командирской учёбы, для подготовки офицеров в составе органов управления путём проведения СШТ, КШУ, ТСУ, для создания и содержания учебной материально-технической базы.

В целом в Железнодорожных войсках Беларуси на военное время существует система подготовки офицерских кадров, в основном отвечающая предъявляемым требованиям. Однако имеются определённые элементы в системе, требующие улучшения и доработки, а именно:

- создание четкой и конкретной нормативной базы, разработка руководящих документов, регламентирующих подготовку офицерских кадров в военное время;
- создание (совершенствование) учебно-материальной базы в БелГУТе и на его учебном полигоне;
- использование методики оценки затрат на боевую подготовку офицерских кадров в составе воинских формирований

Таким образом, в Белорусском государственном университете транспорта создан военно-транспортный факультет, на котором занимаются подготовкой младших командиров, офицеров запаса и кадровых офицеров железнодородных войск. Разработана национальная программа обучения для подготовки военно-инженерных кадров на правовой базе Республики Беларусь, используется мощный научный и технический потенциал ВУЗа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Багмет Н.П., Лумпов В.И. К вопросу о ядерном сдерживании. Военная мысль № 6 2002 г.
2. Белоусов Н.А. Основы патриотического воспитания военнослужащих. - Минск 1995 г.
3. Военная мысль. Проблемы управления морально-психологическим состоянием личного состава-М. 1994 г.

УДК 338.2 (075.2)

Кожухар В.М.

О ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТИ УТОЧНЕНИЯ СОДЕРЖАНИЯ ПРЕДМЕТА «ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА» ДЛЯ СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПГС

Нынешнее содержание названного курса, предусмотренное ГОС ВПО (утвержденным 07.03.2000 г. заместителем Министра образования РФ), с одной стороны, преимущественно, не соответствует названию, с другой – эклектично.

Основная часть курса (а ныне раздела комплексного курса СД.10 «Организация, управление и планирование в строительстве») посвящена организационно-технологической подготовке строительства и строительного производства (подразделы календарного планирования и разработки стройгенплана). Другая, меньшая, действительно, посвящена составным частям отрасли и отношениям между ними (подразделы проектирования и изысканий, материально-технической базы строительства, материально-технического обеспечения строек ресурсами и т.д.).

Между тем, за последнее десятилетие сформировалась, возможно, пока не окончательно, учебная дисциплина «Теория организации», читаемая для экономических и управленческих специально-

стей. Содержание дисциплины «Организация строительного производства» весьма слабо коррелирует с содержанием названной теории, а также «Теории управления».

В связи с изложенным, представляется целесообразным в новой редакции ГОС ВПО для специальности «Промышленное и гражданское строительство» вернуться к ранее представленному в стандарте набору дисциплин организационно-управленческого цикла, т.е. к изучению двух самостоятельных дисциплин – «Организация строительного производства «ОСП» и «Управление строительной(ым) организацией (предприятием)». При этом скорректировать содержание курса «Организация строительного производства» в духе теории организации, имея ввиду рассмотрение составляющих (компонент) отрасли (отраслевого рынка), форм связей и отношений между ними. В качестве отдельного раздела выделить в составе этого курса, или курса «Управление строительной организацией» специальный раздел(ы), посвященный рассмотрению несомненно важной, непереоценимой по своей значимости, специальной функции управления, а именно-«Подготовка строительного производства», посвященной(ые) вопросам разработки организационно-технологических проектов (ПОС, ППР, ПОР), т.е., календарному планированию и разработке стройгенпланов.

Это позволило бы привести содержание профилирующего курса «ОСП» в соответствие с концептуальными представлениями, сформировавшимися к настоящему времени в таких «родительских» дисциплинах, как «Теория управления» и «Теория организации», и способствовало бы повышению качества подготовки специалистов для строительной отрасли.

УДК 37.015.3

Бурко О.П.

РАЗВИТИЕ РЕФЛЕКСИИ У БУДУЩИХ СПЕЦИАЛИСТОВ В ПРОЦЕССЕ ОБУЧЕНИЯ ПСИХОЛОГИИ

Современные экономические и социальные условия существенно изменили требования к специалистам всех областей. В связи с переходом к рыночной экономике на новом уровне необходимо определять профессиональные знания, интеллектуальную и психологическую культуру в целом. Психологическое обеспечение профессиональной деятельности призвано на службу прежде всего ради того, чтобы обеспечивать условия для достижения профессиональной успешности специалистам всех направлений. Следовательно, прямым назначением психологии на данном этапе является поиск психологических механизмов, обеспечивающих формирование настоящего профессионала. Необходимость внедрения психолого-педагогических дисциплин в практику подготовки специалистов по избранной специальности обусловлена социальной значимостью формирования у студентов профессионального самосознания и мастерства, активизации познавательной сферы и мышления, осознания личностных особенностей, психологических процессов и специфики межличностных отношений, психологии управления и решения конфликтных ситуаций в профессиональной деятельности.

Учебный курс «Основы психологии и педагогики» нацелен на творческое освещение психолого-педагогических знаний и умений, необходимых в профессиональной деятельности для повышения общей психолого-педагогической компетентности, формирования мастерства, развития творческой индивидуальности будущего специалиста. Изучение курса содействует психологизации учебного процесса на неспециальных факультетах высших учебных заведений и способствует:

- повышению общей и психолого-педагогической культуры;
- формированию целостного представления о психологических особенностях человека как факторах успешности его деятельности;
- умению самостоятельно мыслить и предвидеть последствия собственных действий;
- самостоятельно учиться и адекватно оценивать свои возможности;
- самостоятельно находить оптимальные пути достижения цели и преодоления жизненных трудностей.

Профессионально направленная психологическая подготовка играет немаловажную роль в профессиональном становлении будущего специалиста, развитии его самосознания. Однако знания по психологии, получаемые студентами, не отвечают их запросам. Предлагаемые дисциплины носят в основном теоретический характер и охватывают далеко не весь спектр психологических проблем, которые интересуют студентов, не имеют непосредственного выхода на овладение профессией. Кроме того, они

пока не отражают новых подходов к структуре и содержанию профессионально-квалификационных характеристик. Это затрудняет процесс психологического самопознания и саморазвития, не раскрывает перед будущими специалистами психологических способов развития профессионально важных качеств, путей профессионального роста, саморазвития и самосовершенствования [1].

В процессе формирования профессионального мастерства специалиста возникает закономерная связь между уровнем знаний и способностью применения их в реальной практике. Основными критериями качества подготовки будущих специалистов выступают три показателя: уровень знаний, применение знаний в профессиональной практике и использование знаний в непредвиденных профессиональных обстоятельствах. Главным в работе технического вуза должна быть личность будущего специалиста. Необходимо создавать условия, которые бы позволили личности саморазвиваться, самообразовываться и самовоспитываться. Психологические знания способствуют:

- развитию творческой индивидуальности будущего специалиста;
- совершенствованию профессионального мастерства на основе развития мышления, памяти, внимания, воображения, воли, коммуникативных и профессиональных способностей, обеспечивающих глубокое понимание психологических закономерностей управления в процессе делового общения и механизмов совместной творческой деятельности в любой профессии;
- формированию самосознания и мировоззрения будущего специалиста как системы взглядов на природу, общество и человека, позволяющих оптимально использовать творческие возможности личности, ее познавательные и коммуникативные способности в организации коллективной производственной деятельности.

Интерес к развитию профессионализма будущих специалистов ставит перед психологией задачу повышения их психологической компетентности. Становится важным развитие у них такого психологического феномена, как рефлексия.

Проблема рефлексии, возможностей её моделирования и интерпретации является одной из принципиальных проблем психологической науки. Понятие рефлексии в психологии базируется на философском определении. Сущность философского понимания термина "рефлексия" - отражение человеком самого себя, т.е. самоотражение (В.А.Лекторский, А.И.Ракитов, А.Г.Спиркин и др.).

В самом общем плане рефлексия рассматривается как способность человека к самоанализу, осмыслению и переосмыслению своих предметно-социальных отношений с окружающим миром и как необходимая, составная часть развитого интеллекта человека. Такое понимание рефлексии отражено в работах Л.С.Выготского, В.В.Давыдова, А.Н.Леонтьева, С.Л.Рубинштейна [3;5;7;9].

Эффект целенаправленного воздействия на личность будущего инженера в процессе формирования рефлексии определяется благоприятными психологическими особенностями студенческого возраста, для которого характерна особая восприимчивость к проблемам внутренней жизни человека, осмысление себя как личности и индивидуальности (Б.Г.Ананьев, И.С.Кон, Э.Эриксон и другие).

Условием формирования рефлексии у будущих специалистов является развитие рефлексивных умений, позволяющих обнаруживать, фиксировать и выделять психологическую реальность. Посредством рефлексии студенты могут работать с разными типами знания, с собственным опытом, строить свои и осваивать новые виды профессиональной деятельности.

Роль рефлексии возрастает в развитых формах человеческой деятельности, к которой мы можем, прежде всего, отнести профессиональную деятельность и, в частности, профессионально-образовательную деятельность.

Исходя из положений В.Д.Шадрикова о том, что "любая деятельность предстаёт перед учеником в форме нормативно-одобренного способа деятельности" и что "в процессе освоения профессии человек "распредмечивает" нормативный способ, превращая его в индивидуальный способ деятельности", мы отметим несколько моментов, акцентирующих роль рефлексии в профессиональной деятельности:

- во-первых, рефлексия необходима при освоении профессиональной деятельности;
- во-вторых, на её основании осуществляется контроль и управление процессом усвоения;
- в-третьих, рефлексия необходима при изменении условий профессионально-образовательной деятельности;
- в-четвёртых, она является одним из основных механизмов развития самой деятельности.

В структуре профессиональной деятельности инженера рефлексия приобретает системообразующий характер, становясь личностной основой его профессионализма. Содержание, структура и

адекватность профессиональной рефлексии специалиста определяется степенью осознания и принятия им профессиональной роли инженера.

В процессе развития рефлексии необходимо формирование мотивационного, содержательного и деятельностного компонентов психологической готовности к деятельности. Готовность обеспечивает возможность использовать знания, опыт, перестраиваться в различных профессиональных ситуациях и является, как и рефлексия, решающим условием быстрой адаптации к профессии и дальнейшего профессионального самосовершенствования.

Готовность студента к профессионально-образовательной деятельности является сложным психологическим образованием и включает в себя: положительное отношение к профессиональной деятельности и устойчивые мотивы деятельности; устойчивые профессионально значимые особенности психических процессов; качества личности, адекватные требованиям профессиональной деятельности; необходимые знания, умения и навыки.

В связи с этим теоретическая модель процесса формирования и развития профессиональной рефлексии у будущих инженеров включает в себя продуктивное решение следующих алгоритмов:

- актуализацию потребности в личностном и профессиональном самопознании;
- овладение средствами самоанализа и приёмами рефлексии;
- формирование опыта рефлексии в профессиональной деятельности;
- формирование потребности в профессиональном самосовершенствовании.

Решение задач рефлексивной подготовки в условиях учебного заведения предполагает стимулирование и активизацию рефлексивных процессов личностного и профессионального самосознания и самоопределения будущего специалиста, способствующих формированию его мотивационно-ценностных субъективных ориентаций в профессиональной сфере, развитию позитивной профессиональной "Я-концепции". Профессиональная рефлексия развивается на основе личностных рефлексивных способностей.

Таким образом, профессиональная рефлексия личности студента как субъекта инженерной деятельности формируется и проявляется в этой деятельности или деятельности её моделирующей – профессионально-образовательной. Профессиональная рефлексия как психологический механизм формируется в результате систематического решения студентом профессиональных задач. При этом становление данного механизма у специалиста необходимо рассматривать в единстве с его развитием. Студент, участвуя в профессионально-образовательной деятельности, приобретает адекватные представления о своих возможностях, у него формируются профессиональные знания, навыки, умения, развивается профессиональное самосознание.

Формирование рефлексии у студентов технического вуза является сложным и целостным процессом. Для обеспечения большей результативности этого процесса необходимо предусмотреть в целостном процессе формирования профессиональной рефлексии у будущего специалиста следующие этапы:

- первый этап - этап актуализации самопознания, развития личностной рефлексии;
- второй этап - этап развития профессиональной рефлексии.

Процесс формирования профессиональной рефлексии у будущих специалистов предусматривает: установление профессионального самоопределения, осуществление профессионально-образовательной деятельности, создание рефлексивной среды.

Основной целью первого этапа является формирование мотивационного компонента готовности к профессиональной деятельности. Система подготовки на этом этапе предусматривает реализацию следующих задач:

- актуализацию потребности у студентов в личностном самопознании;
- развитие самоанализа и рефлексии;
- обеспечение самопознания студентами своих личностно значимых качеств средствами психодиагностики;
- формирование опыта конструктивного самопознания.

Цель второго этапа - преимущественное развитие содержательного компонента готовности. Задачи этого этапа:

- актуализация потребности у студентов в профессиональном самопознании;
- обеспечение самопознания студентами своих профессионально значимых качеств средствами психодиагностики;

- формирование установки у студентов на ценностное и уважительное отношение к объекту своей будущей профессиональной деятельности;
 - моделирование профессиональной деятельности, рефлексивного поведения и общения в ней;
 - формирование у студентов потребности в профессиональном самосовершенствовании.
- Условием формирования профессиональной рефлексии на этих этапах является высокий уровень владения приемами рефлексии и идентификации. Важным фактором развития профессиональной рефлексии у будущих специалистов будет целенаправленное, стимулирующее выход в рефлексивную позицию, обучение, построенное по принципу психологического тренинга, активизирующего процессы профессионального самопознания и самосознания в контексте профессиональной деятельности.

При творческом освоении психологических знаний и умений, необходимых в профессиональной деятельности для повышения общей психологической компетентности, формирования мастерства, развития творческой индивидуальности будущего специалиста наряду с традиционными формами, методами и средствами обучения, необходимо использовать активные формы освоения психолого-педагогических дисциплин: проблемные лекции, демонстрационные эксперименты на лекциях, семинары-дискуссии, лабораторные практикумы, разбор конкретных производственных ситуаций, «мозговые штурмы», групповые тренинги, деловые игры и др.

Таким образом, освоение психолого-педагогических дисциплин должно происходить на основе рефлексивного закрепления базовых знаний в профессиональной практике с мотивированной на познание своей личности в системе социальных взаимоотношений и формированием профессионального мастерства будущего специалиста. В сотворческом режиме происходит естественный процесс осознанного усвоения психолого-педагогических знаний с высоким уровнем профессиональной мотивации, рефлексивного их познания, глубокого проникновения в суть психолого-педагогической и профессиональной реальности, достижения творческой зрелости и самоактуализации с целью формирования конкурентоспособного специалиста по избранной специальности.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бурко О.П. Преподавание психолого-педагогических дисциплин в техническом ВУЗе // Университетское психологическое образование: оценка ситуации и возможные перспективы: Материалы проблемно-разработческого семинара (Минск, 21-23 сентября 2000 г.) / Белорусский государственный университет. Центр проблем развития образования. - Мн.: Технопринт, 2000. - с. 118-120.
2. Вербицкий А.А. Активное обучение в высшей школе: контекстный подход: Метод. пособие. - М.: Высш. шк., 1991.-207 с.
3. Выготский Л.С. Проблема сознания // Собр. соч. т.1.- М., 1982.- с.52-161
4. Давыдов В.В. Проблемы развивающего обучения. - М., 1986.
5. Давыдов В.В., Зак А.З. Уровень планирования как условие рефлексии.-Новосибирск, 1987.- 234 с.
6. Долженко О.В., Шатуновский В.Л. Современные методы и технология обучения в техническом вузе.- М., 1990.-190 с.
7. Леонтьев А.Н. Деятельность. Сознание. Личность.- М., 1975.- 304 с.
8. Психологическое образование: контексты развития./ БГУ. ЦПРО БГУ; Под ред. М.А. Гусаковского, А.А. Полонникова. - Мн. Технопринт, 1999.-168 с.
9. Рубинштейн С.Л. Проблемы общей психологии.- М., 1976.- 417с.

Научное издание

Приложение к Вестнику Брестского государственного
технического университета. Строительство и архитектура
(Материалы XI Международного научно-методического межвузовского
семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве
и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь").

Часть 1

Главный редактор

Зам. главного редактора

Редактор

Корректор

Компьютерная верстка и дизайн

Пойта П.С.

Тур В.В.

Строкач Т.В.

Никитчик Е.В.

Малыха В.В.

ISBN 985-6584-97-3



Лицензия № 02330/0133017 от 30.04.2004 г.

Подписано в печать 17.11.2004 г. Формат 60×84_{1/8}. Бумага «Снегурочка». Гарни-
тура Times New Roman. Уч. изд. л. 34,5. Усл. печ. л. 32,1. Заказ № 1121. Тираж
75 экз. Отпечатано на ризографе Учреждения образования "Брестский государ-
ственный технический университет". 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.
E-mail: nis@bstu.by.

Лицензия № 02330/0148711 от 30.04.2004 г.