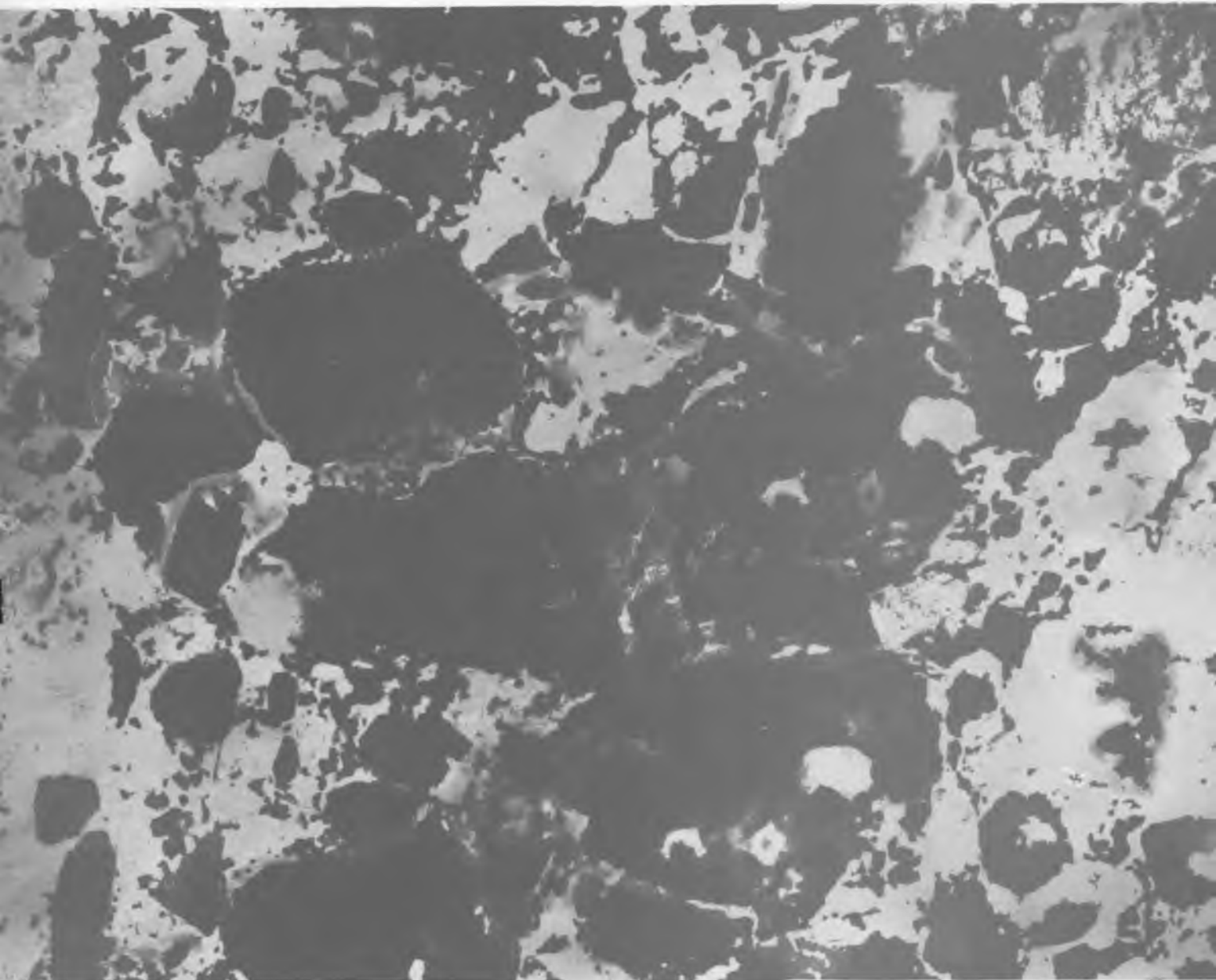


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2
2007





КОНТРОЛЬ БЕТОНА И МАТЕРИАЛОВ

☉ **ПУЛЬСАР-1.0/1.1** - ультразвуковые измерители прочности. Сквозное и поверхностное звуковозбуждение. Измерение глубины трещин. Напряжение возбуждения - до 600 В

☉ **ПУЛЬСАР-1.2** - ультразвуковой дефектоскоп. Измерение T, V, R, ρ, h A-сигнал. АРУ режим осциллографа, USB, программа.

☉ **ПАБ-1.0** - измеритель плотности асфальтобетона по параметрам электромагнитного поля.

☉ **ОНИКС-2.5** - двухпараметрические измерители прочности бетона, в том числе легкого, методами ударного импульса и отскока (0.5...100 МПа).

☉ **ОНИКС-2.6** - ударно-импульсный дефектоскоп-измеритель прочности изделий с визуализацией и многофакторным анализом сигналов.

☉ **БЕТОН-Frost** - прибор для оперативного определения морозостойкости бетона.

☉ **ОНИКС-0С** - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием. Исключено проскальзывание анкера. 5...100 МПа, 1...50кН, масса 4 кг.

☉ **ОНИКС-АП** - измеритель адгезии методом отрыва стальных дисков. Диапазон 0,1...35 МПа, 1...10 кН, масса 4 кг.

КОНТРОЛЬ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ

☉ **ПОИСК-2.51...52** - измерители толщины защитного слоя бетона и диаметра арматуры H=5...130 мм, Ø 3...50 мм

☉ **ИНК-2.41...42** - измерители напряжений в арматуре. 100...2000 МПа, L=3...28 м

☉ **МТП-1** измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения.

ВИБРОАКУСТИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ

ВИБРАН-2.0/3.0 - одно- и четырехканальные вибронализаторы. Диапазон 0.5...1000 Гц. 200...2000 линии спектра, октавный анализ.

СПЕКТР-1.0/2.0 - одно- и двухканальные сейсмостанции для диагностики свай, определения их длины и сейсмоспектрального профиля.

ИЧСК-1 - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки изделия

☉ **ВИСТ-2.41...43** - универсальные виброметры



ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

☉ **ВИМС-2.21...23** - универсальные влагомеры. Песок, бетон, кирпич, древесина (более 30 материалов). Датчики, объемный, планарный, зондовый.

☉ **ВИМС-2.10...12** - влагомеры древесины (16 пород), бетона, кирпича. Встроенный датчик.

КОНТРОЛЬ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

ТЕПЛОГРАФ - прибор для мониторинга ограждающих конструкций, оконных и дверных блоков. 8...256 датчиков теплового потока и температуры, определение сопротивления теплопередаче

☉ **МИТ-1** - зондовый измеритель теплопроводности материалов. Диапазон 0,03...3 Вт/м К, время измерения 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание

ИТС-1 - измеритель теплопроводности материалов методом стационарного теплового потока и температурного зонда. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м К. Размеры образца - 150x150 мм

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ...

ТЕРЕМ-4 - многопараметрический регистратор для мониторинга раскрытия трещин и деформации, тензиоизмерения, контроля перемещения, вибрации, температуры, влажности и т.д. 8...256 каналов

☉ **ТЕРЕМ-3** - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования

ТЕМП-3 - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков

УТМ-1.0 - ультразвуковой толщиномер

РТМ-5 - система управления ТВО бетона. 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

ВДЛ-5.2 - вихретоковый дефектоскоп металлов

Особенности: малые габариты, легкие и удобные датчики, архивация результатов и условий измерений, интерфейс и сервисные программы. Приборы со знаком ☉ внесены в Государственные реестры средств измерений РФ, Белоруссии, Украины и Казахстана. Лицензия Госстандарта на изготовление средств измерений № 002645-ИР

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

ШУГАЕВ В.В., СПАННУТ Л.С. Крупноразмерные железобетонные панели КЖС и перспективы их дальнейшего совершенствования 2

ТИХОНОВ И.Н., ШТРИТЕР К.Ф., БАЛАКИН М.Д., МЕЩЕРЯКОВ А.С., ВОЛКОДАЕВ Ю.К. Новая конструкция безрулонной кровли для крыш с теплым чердаком из сборного железобетона для жилых домов серии И-155 4

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ГАЛУСТОВ К.З. Трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных водоводов большого диаметра 8

ЗЫРЯНОВ В.С., БАТОМУНКУЕВ Б.С. Расчет плит перекрытий с краевой нагрузкой от наружных стен по деформациям 11

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

БАШЛЫКОВ Н.Ф., МАЙОРОВА И.И., СЕРЫХ Р.Л. Добавки на основе тиосульфата и роданида натрия для производства бетонных работ в зимнее время 14

ТЕОРИЯ

БОРОВСКИХ А.В. Определение коэффициента податливости шва сдвига для железобетонной многопустотной панели перекрытия 19

КАРПЕНКО С.Н. Об общем подходе к построению теории прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил 21

НАШЕ НАСЛЕДИЕ

ГАЛУСТОВ К.З., КАРПЕНКО Н.И. К юбилею А.А.Гвоздева 28

ИНФОРМАЦИЯ

II Международный конгресс по бетону (4–8 июня 2007, Севилья, Испания) . 29

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П. Солнечная энергия предотвращает загрязнение изделий из бетона 30

Крупноразмерные железобетонные панели КЖС и перспективы их дальнейшего совершенствования

Памяти Р.Н. Мацелинского (1916 – 1986)

В конце 60-х годов в НИИЖБе по предложению видного ученого и инженера проф. Р.Н. Мацелинского была разработана сборная железобетонная предварительно напряженная конструкция покрытия, собираемая из панелей-оболочек КЖС [1].

Панель-оболочка решена по принципу короткого цилиндрического свода шириной 3 м, длиной 18-30 м с двумя ребрами-диафрагмами сегментного очертания, в которых располагается предварительно напряженная арматура. Толщина поля панели-оболочки между ребрами – 30 мм. Объем бетона в панели длиной 18 м составлял 3,9 м³, а пролетом 24 м – 6,16 м³ при высоте панелей в ключе 1 и 1,3 м соответственно. Для устройства светоаэрационных фонарей в поле панели-оболочки могут быть выполнены: круглые или прямоугольные отверстия размером до 2,5х9 м с соответствующим усилением поля панели вокруг отверстия. Панели-оболочки КЖС перекрывают пролет здания и укладываются на продольные несущие конструкции в виде балок или ферм, установленных на колонны продольных рядов (см. рисунок).

По указанию Госстроя СССР под руководством Р.Н. Мацелинского были выпущены типовые чертежи панелей пролетом 18 м (Проектный Институт ПИ-1) и пролетом 24 м (Харьковский ПромстройНИИ-Ипроект). Сравнительные технико-экономические показатели покрытий из панелей КЖС и плоских плит по железобетонным стропильным фермам приведены в [2].

Общий объем применения в строительстве России покрытий промышленных и гражданских зданий с панелями-оболочками КЖС пролетом 18-30 м за прошедшие годы превысил 4,5 млн. м².

Главным сдерживающим фактором расширения объема производства и применения панелей-оболочек КЖС в строительстве являлось непереносимое условие изготовления этих конструкций в заводских условиях. С одной стороны, это было оправданным с позиций повышения качества подобных ответственных конструкций и улучшения контроля за их изготовлением, но, с другой стороны, требовало затрат на транспортировку их к месту монтажа, на изготовление специальных автомобильных полуприцепов, дополнительную погруз-

ку и разгрузку, организацию мест складирования на стройплощадках и главное – невозможность изменения габаритов и материала конструкции применительно к определенному снеговому району или конкретному зданию.

Еще при жизни Р.Н. Мацелинского его аспирантами и сотрудниками НИИЖБа были проведены многочисленные эксперименты и испытания натуральных панелей КЖС с применением разновидностей тяжелого бетона (керамзитобетон и бетон на вулканическом шлаке Камчатки), различных отверстий в ребрах и плите. Кроме того, были выполнены расчеты и запроектированы панели с рабочей арматурой класса А-VI и разработаны своды пролетом 36 м из двух панелей пролетом 18 м, а в последние годы – большепролетные своды из трех и более панелей КЖС [5]. Все эти эксперименты, испытания и проектные работы были направлены на совершенствование конструкций покрытий и повышение их эффективности, но при изготовлении панелей-оболочек только в заводских условиях это оказалось невозможным.

В связи с этим было бы правильным наряду с заводским изготовлением в большем объеме перейти к изготовлению панелей КЖС непосредственно на стройплощадке, в зоне действия монтажного крана. Прежде всего, это позволяет существенно облегчить форму-опалубку для изготовления конструкций. Все формы для заводского изготовления панелей были целиком стальными и рассчитывались по законам строительной механики так, чтобы обеспечивалась их прочность и жесткость при максимальном усилии натяжения рабочей арматуры панелей. Существующая ранее номенклатура стальных профилей была недостаточной для того, чтобы обеспечить



Монтаж панелей-оболочек КЖС

необходимые требования по жесткости одних только нижних элементов формы, и поэтому в работу включалась стальная оболочка формы по всей длине, что увеличивало вес опалубки до 18 т при пролете 18 м и до 22 т – при пролете 24 м.

Для построечных условий рядом авторов в 1999 г. был предложен способ изготовления панелей [3], в котором усилие натяжения арматуры предлагалось передавать на нижние стальные профили, утопленные в бетонную подготовку пола строящегося здания, а остальные части опалубки (стальную оболочку и ребра) сделать съемными. Тогда после изготовления всех необходимых панелей для покрытия этого здания съемные детали можно было бы снять, а нижнюю часть опалубки залить бетоном, т.е. в стоимость формы при этом включается только нижняя часть опалубки. Можно предположить также, что при современном уровне развития техники верхнюю (съемную) часть опалубки в будущем заменит ПВХ достаточной прочности и жесткости, и это еще более снизит экономические и трудовые затраты на ее изготовление.

Здесь уместно сказать о некоторых недостатках заводского изготовления панелей, связанных с конструкцией форм и обычной технологией натяжения арматуры на всех заводах. Как уже отмечалось, ребра панелей имеют кессоны по всей длине, и во время прогрева панели температурное расширение стальных ребер формы опережает расширение бетона. Это часто вызывает появление волосных трещин на неармированных зонах ребер панели. Исследования показали, что эти трещины не влияют на прочность и несущую способность панели в целом, но их появление снижает эстетическое восприятие и вызывает при приемке панелей ненужные вопросы.

Авторы изобретения в 1989 г. предложили устройство для ликвидации таких трещин [4] с помощью применения магнитов в местах расположения кессонов и отделения последних от стальной оболочки опалубки.

Другой недостаток имеет более серьезное значение для несущей способности панелей. Он связан с технологией распалубки, при кото-

рой рабочую арматуру нагревают газовым резаком до появления «шейки», после чего перерезают. При этом, как правило, происходит резкая передача усилия на одно ребро панели, а затем – на другое. В некоторых случаях при недостаточном наборе прочности бетона панели это может отрицательно повлиять на ее несущую способность. Чтобы предотвратить указанный недостаток, достаточно обеспечить плавную передачу усилия на оба ребра сразу с помощью специально разработанного и испытанного устройства на основе двух стальных вертикальных пластин с клиновой плоскостью с уклоном 1:10 и прорезью для арматуры.

Отказываясь от заводского изготовления панелей, можно вносить различные полезные изменения в ее конструкцию: например, изменять размеры отверстий в ребрах, о которых сказано ранее, уменьшать высоты панели пролетом 24 м при некоторых сочетаниях нагрузок и даже при необходимости уменьшать габариты панели в плане. Последнее особенно важно для применения панелей в нестандартных производственных и гражданских зданиях. Предложенные мероприятия существенно улучшат качество панелей КЖС и расширят возможности их применения не только в производственных зданиях с крупными пролетами, но и в гражданских и сельскохозяйственных зданиях различного назначения.

К этому следует добавить сообщения по применению стальных ферм с профилированным настилом поверху и сравнить их с панелями КЖС. Проведенное экономическое исследование зданий с пролетами 18 и 36 м и при длине пролетов 60 м показало, что применение панелей КЖС снижает стоимость «в деле» покрытия на 57% при пролетах 18 м, а по приведенным затратам – на 37%. При пролетах 36 м снижение стоимости составляет 35 и 27% соответственно. Кроме того, по некоторым прогнозам, сталь может существенно подорожать в ближайшие годы, и рост ее стоимости намного опередит рост стоимости цемента.

Ко всему сказанному можно добавить, что, отмечая высокий уровень производства монолитно-

го железобетона на жилых и административных зданиях в Москве и в целом по России, наличие высококлассной отечественной и импортной техники, которая используется при выполнении большого объема монолитного домостроения, нет никаких сомнений в возможности реализации отмеченных технических и технологических новшеств при изготовлении панелей КЖС в зоне действия монтажного крана. При этом совсем не обязательно прогревать бетон в панелях традиционным паром, можно воспользоваться технологическими достижениями в области прогрева электрическим током (например, так называемым «греющим одеялом»). Для ускорения набора прочности можно применять различные высокоэффективные добавки с тем, чтобы добиться съема одной панели в сутки. Для защиты формируемых панелей от атмосферных осадков достаточно всю зону изготовления укрыть тентовым покрытием, допуская возможность открывания какого-либо участка при подаче бетона в опалубку.

В прошлом году исполнилось 90 лет со дня рождения Р.Н.Мацелинского. Его замечательные идеи и предложения не забыты, они, несомненно, найдут применение при возобновлении производства и применения в строительстве панелей-оболочек КЖС на новом качественном уровне.

Библиографический список

1. **Мацелинский Р.Н.** К выбору рациональных сборных пространственных конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий//Промышленное строительство. – № 8. – М., 1965. – с. 25-28.
2. **Мацелинский Р.Н, Рогатин Ю.А, Младова М.В, Спаннут Л.С.** Эффективные конструкции покрытий зданий для массового строительства//Экономика строительства. – 1987. – № 3.
3. **Спаннут Л.С, Людковский А.М, Головин В.А.** Патент Российской Федерации № 2154719 от 6.04.99, НИИЖБ.
4. **Спаннут Л.С, Добров В.П, Кононенко Ю.С.** Авторское свидетельство № 1521603 от 15.11.89, НИИЖБ.
5. **Шугаев В.В, Соколов Б.С, Пасхин Д.В.** Разработка большепролетного железобетонного сборного покрытия. Тезисы докладов научной сессии. Новые конструктивные решения пространственных покрытий и перекрытий зданий и сооружений, МОО «Пространственные конструкции», М., 2005, с. 81,82.

Новая конструкция безрулонной кровли для крыш с теплым чердаком из сборного железобетона для жилых домов серии И-155

Конструктивные решения крыш зданий во многом определяют общие построяемые и эксплуатационные затраты. Проектирование, строительство и эксплуатация чердачных крыш с кровельными панелями и гидроизоляцией мастичными или окрасочными составами (безрулонные кровли) впервые в нашей стране было осуществлено в 60-х годах в Новосибирске (разработчик – СибЗНИИЭП). Затем география применения безрулонных кровель постепенно охватила все климатические районы России и бывших республик СССР. На массовое строительство панельных жилых домов с безрулонными кровлями перешли в Москве (МНИИТЭП), Барнауле, Йошкар-Оле (КБ им.А.А.Якушева), Риге (ЛатНИИСА), Ташкенте (ТашЗНИИЭП) и в других регионах*.

Интерес к безрулонным кровлям объясняется очевидными их преимуществами перед традиционными кровлями с рулонным покрытием: исключение трудоемких процессов приготовления битумной мастики, подачи ее на крышу, наклейки многослойного ковра и мокрых процессов по устройству стяжки для образования уклонов в условиях строительной площадки; обеспечение возможности круглогодичного и всепогодного монтажа крыш; сокращение сроков возведения зданий; снижение трудоемкости и стоимости возведения крыш; улучшение их эксплуатационных качеств и надежности.

На первом этапе внедрения безрулонных кровель они применялись в комплексе с так называемыми

ми холодными чердаками, т.е. не имели в своем составе утепляющего слоя. Безрулонные крыши с холодными чердаками сохранили общий недостаток, присущий этому типу чердаков: большое количество отверстий и проемов для выпусков стояков инженерных коммуникаций и связанные с этим трудоемкие работы по устройству приямков.

С возникновением и распространением в 70-х годах конструкции теплых чердаков, позволяющих существенно экономить расход тепла на отопление, кровельные покрытия необходимо было выполнять утепленными. Они выпускались в двух вариантах:

1. Трехслойные плоские железобетонные плиты с рулонным покрытием;

2. Безрулонные двухслойные плиты с нижним утепляющим слоем из легкого бетона.

В таком варианте были запроектированы и внедрены безрулонные кровли в Ялте, Мингечауре, Кировабаде, Сумгаите, Гори (КБ им.А.А.Якушева), а для городов Сочи-Адлер и Батуми была разработана конструкция теплых чердаков с однослойными неутепленными плитами безрулонной кровли.

Двухслойные плиты имеют недостаток, связанный с применением на одной технологической линии двух видов бетонов – тяжелого и легкого. Кроме того, при повышении современных требований к теплозащите зданий применение легких бетонов для утепления кровельных плит не всегда возможно и требует специального обоснования.

В Центре проектирования и экспертизы НИИЖБ разработана конструкция нового типа сборной железобетонной безрулонной кров-

ли крыш с теплым чердаком для применения в широкой гамме типовых и индивидуальных проектов 9-24-этажных жилых домов серии И-155. Железобетонные конструкции производятся на Домодедовском ЗЖБИ, входящем в группу компаний ЗАО «СУ-155». Они прошли производственные испытания и эксплуатационное апробирование с 2003 г. в построенных жилых зданиях г. Москвы.

На рис. 1 показано конструктивное решение теплого чердака с безрулонной кровлей 16-этажной рядовой блок-секции.

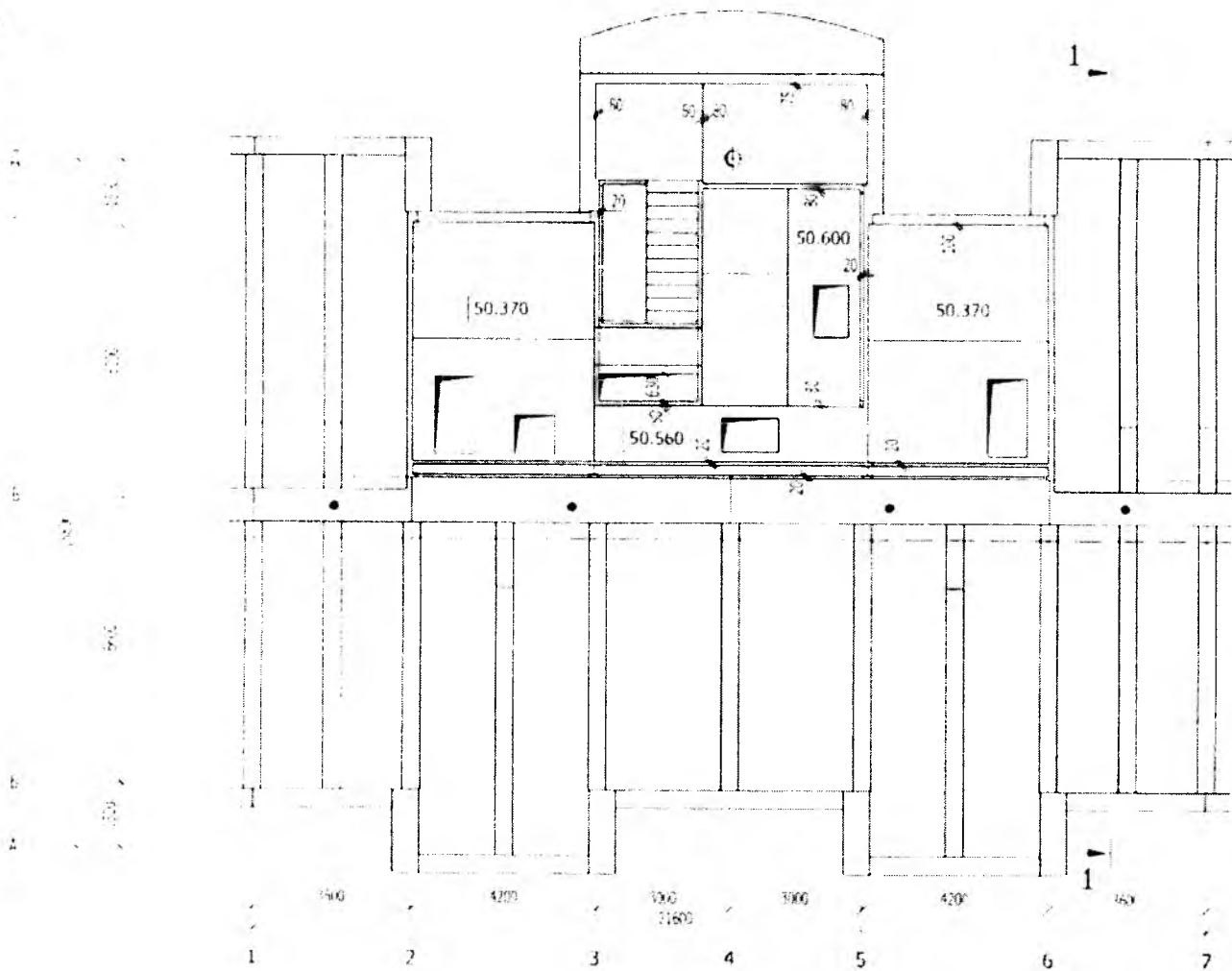
Чердачное пространство крыши образовано утепленными трехслойными наружными фризowymi панелями и утепленными трехслойными плитами покрытия и обогревается теплым воздухом, поступающим из вытяжной вентиляции квартир, а также тепловыделениями трубопроводов отопления и горячего водоснабжения и тепловыделениями через чердачное перекрытие. Чердачное пространство выполняет функции вентиляционной камеры статического давления, выброс воздуха из которой осуществляется через вытяжные шахты.

Наружные стеновые панели чердака, а также внутренние конструкции, обеспечивающие пространственную жесткость и устойчивость – рамы и контрфорсы – запроектированы с учетом возможности их изготовления в металлформам и по технологии Домодедовского ЗЖБИ. Наружные продольные стены, на которые опираются плиты покрытия, выполнены с утолщенным внутренним бетонным слоем, равным 100 мм.

Покрытие чердака выполнено из трехслойных железобетонных плит с выступающими вверх бор-

* Тихонов И.Н., Липецкий В.Ф., Алексеев Н.П., Будынин А.И. Скатная крыша с безрулонной кровлей//Бетон и железобетон. – № 8. – 1986. – с. 8-9.

а



б

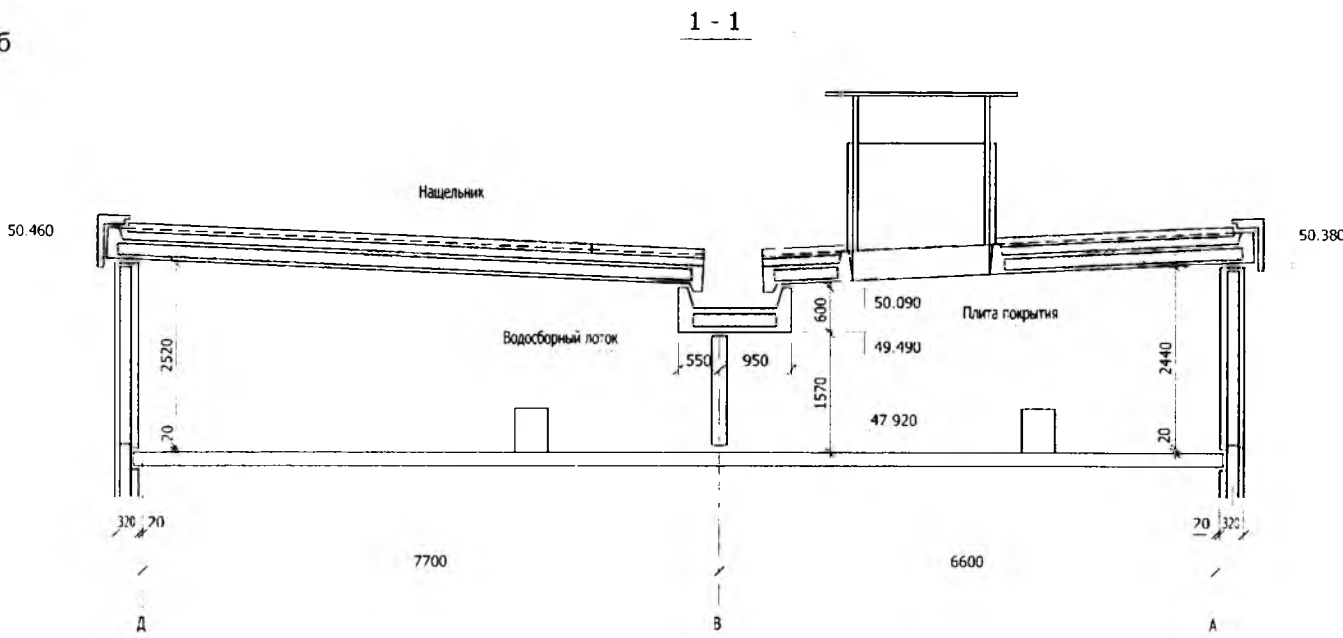


Рис. 1. Конструктивное решение теплового чердака с безрулонной кровлей 16-этажной рядовой блок-секции
 а – план плит покрытия безрулонной кровли; б – разрез

Требования к бетону плиты безрулонной кровли

| Характеристики бетона плит покрытия | Минимальное значение показателя бетона | |
|---|--|--|
| | с защитной мастичной окраской | без гидроизоляции (атмосферостойкий бетон) |
| Класс бетона по прочности на сжатие | B 25 | B 25 |
| Класс бетона по прочности на растяжение | Bt 1.6 | Bt 1.6 |
| Марка бетона по водонепроницаемости | W 6 | W 8 |
| Марка бетона по морозостойкости | F 300 | F 400 |

товыми ребрами, образующих наклонные поверхности с уклоном 5% для стока атмосферных вод, и лотковых плит, служащих для сбора и отвода этих вод в систему внутреннего водостока. Стыки плит перекрываются П-образными железобетонными нащельниками. Плиты покрытия и лотковые плиты совмещают несущие, теплозащитные и гидроизоляционные функции и выполнены в виде монтажных элементов полной заводской готовности.

Поскольку серия И-155, разработанная ГИПРОНИИ РАН, отличается большим разнообразием типов жилых домов (рядовые и угловые секции, дома-башни, коммерческий и муниципальный варианты и т.д.), а также шагов несущих стен (от 2,4 до 7,2 м), то разработанная в настоящее время номенклатура панелей безрулонной кровли насчитывает 42 типоразмера изделий (92 монтажные марки).

Плиты кровли соответствовали грузоподъемности монтажных кранов 8 тс. Плиты покрытия и лотки запроектированы на расчетную снеговую нагрузку 180 кг/м² и с учетом возможности образования снеговых мешков в районе машинного помещения. Плиты покрытия железобетонные трехслойные толщиной 250 мм. Кровельные плиты имеют бортовые ребра высотой 150 мм. Плиты длиной более 5 м выполняли преднапряженными, остальные – без предварительного напряжения арматуры.

Все плиты и лотки соответствуют 1-ой категории трещиностойкости, т.е. в них не допускается образование трещин на всех стадиях изготовления, хранения, транспортирования, монтажа и эксплуатации. Класс бетона по прочности на сжатие – В25, лотковые плиты аналогичной конструкции изготавливали из бетона класса В40. Конфигурация сечения, высота ребер и армирование плит и лотков подобраны таким образом, чтобы в рабочем положении верхняя смачиваемая поверхность полки плит находилась в сжатой зоне сечения. Несущие функции плит и лотков

обеспечиваются совместной работой бетонных слоев, монолитно соединенных между собой железобетонными шпонками (жесткими дискретными связями), образующихся в ребрах в процессе формования изделия. Шаг шпонок переменный и соответствует эпюре поперечных сил по длине рабочего пролета. Шпонки рассчитаны на возникающие касательные усилия

между верхней и нижней полками плиты при ее изгибе под нагрузкой.

Теплоизоляционные функции выполняет средний слой из пенополистирольных плит ПСБ-С (ГОСТ 15888) толщиной 150 мм марки М35. Между шпонками слой утеплителя толщиной 50 мм пересекает ребра и доходит до боковых граней плит, что существенно снижает теплопотери через ребра и

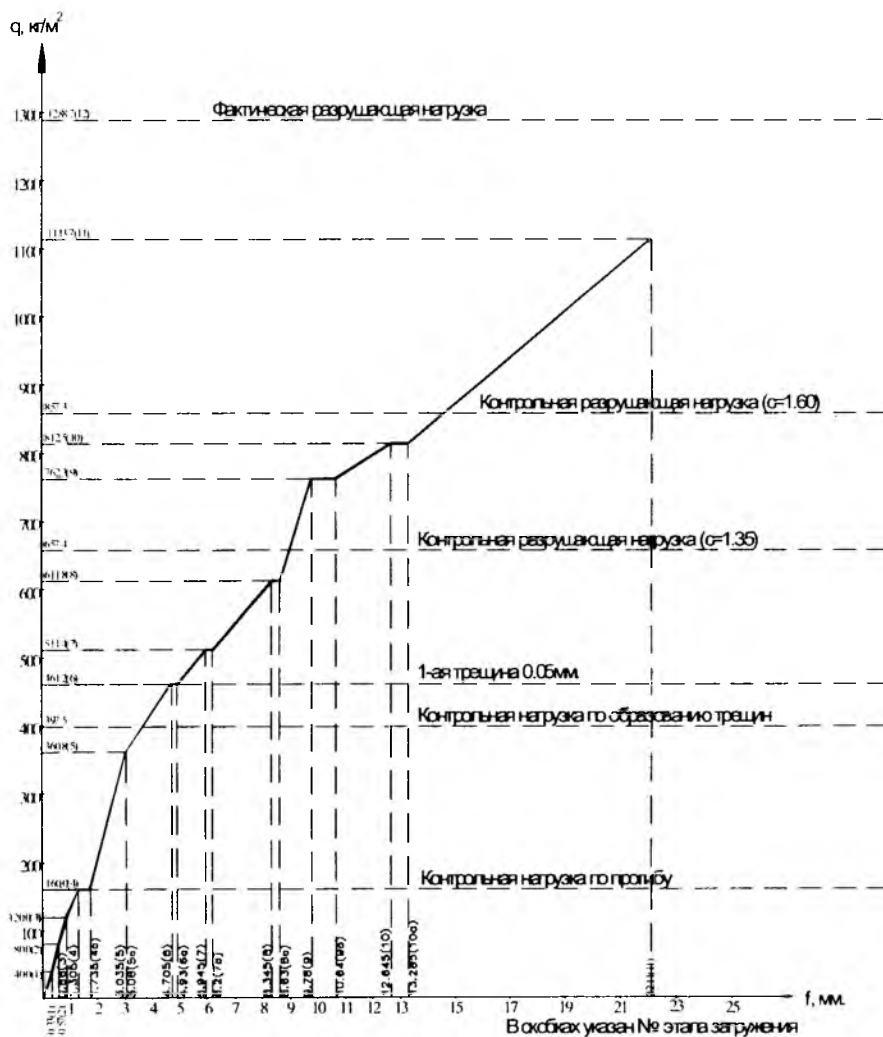


Рис. 2. График "нагрузка-прогиб" испытания плиты кровли

Технико-экономические показатели конструкций безрулонной кровли для крыш с теплым чердаком домов серии И-155

| Наименование показателя | Крыша с рулонным покрытием | Безрулонная крыша | Соотношение, % - экономия, + перерасход |
|---|----------------------------|-------------------|---|
| Расход бетона (м ³ на 1 м ²) | 0,3606 | 0,3807 | +5,27 |
| Расход металла (кг на 1 м ²) | 32,25 | 31,65 | -1,86 |
| Расход утеплителя (м ³ на 1 м ²) | 0,3333 | 0,2614 | -21,57 |
| Срок строительства покрытия одной блок-секции (раб. день) | 21 | 6 | ускорение в 2,85 раза |
| Стоимость строительства 1 м ² (руб.) | 5931 | 5562 | -6,22 |

исключает возможность образования конденсата. Такое решение конструкции плит безрулонных кровель является новым и ранее не разрабатывалось.

Армирование преднапряженных плит кровли выполняется установкой по одному стержню Ø14 мм класса Ат-800 по ГОСТ 10884 в каждом ребре плиты; лотки армируются стержнями Ø16 мм в количестве, соответствующем длине и ширине изделия. Натяжение арматуры производится электротермическим способом на упоры формы. Предварительное напряжение до обжатия бетона (без учета потерь)

– 590 МПа. Передаточная прочность бетона при отпуске напряжения должна быть не менее 16 МПа для плит и 23 МПа для лотков.

Основные гидроизоляционные функции выполняет бетон плит покрытия повышенных марок по морозостойкости и водонепроницаемости.

Плиты покрытия могут выполняться и применяться в двух вариантах: с защитной мастичной окраской и без поверхностной гидроизоляции. В зависимости от выбранного варианта к бетону панелей предъявляются различные требования (см. табл. 1).

Гидроизоляционная защитная

мастика наносится на верхнюю поверхность в заводских условиях. Плиты формируются в положении “лицом вниз” на виброустановках ударного действия и переворачиваются в рабочее положение с помощью кантователя вместе с формой. Тепловлажностная обработка отформованных изделий производится по “мягкому” режиму.

Перед началом массового производства на Домодедовском заводе ЖБИ провели заводские испытания основных типов плит и лотков нагружением для контроля прочности, жесткости и трещиностойкости по ГОСТ 8829. Испытания показали полное соответствие всех контрольных параметров расчетным данным. Величина коэффициента безопасности “С” по ГОСТ 8829 во всех случаях была не менее 1,6.

На рис. 2 приведен график “нагрузка - прогиб” испытания плиты кровли.

Сравнение технико-экономических показателей крыш жилых домов серии И-155 с рулонным покрытием и безрулонных крыш приведено в табл. 2.

Вышло в свет:

Чернявский В.Л., Хаютин Ю.Г., Аксельрод Е.З., Клевцов В.А., Фаткулин Н.В. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. М.2006. – 113 стр.

Впервые в России в развитие СП 52-101-2003 издано Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами.

В нем приведена методика расчета усиления железобетонных конструкций с использованием внешнего армирования композитными материалами на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон, а также изложены рекомендации по технологии производства работ. Сформулированы правила проектирования усиления композитными материалами заводского изготовления (ламинаты) и создаваемыми непосредственно на строительном объекте из тканей (холстов). Рассмотрены примеры усиления конструкций по предельным состояниям первой и второй групп (расчет нормальных и наклонных сечений изгибаемых эле-

ментов, сжатых и внецентренно сжатых элементов и элементов, испытывающих осевое растяжение). Для расчета используются условия равновесия внутренних усилий и деформационная модель.

В основу руководства положены опыт проектирования и выполнения работ по усилению железобетонных конструкций ООО “ИнтерАква” и исследования, проведенные в НИИЖБе, результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований, рекомендации производителей композитных материалов для усиления строительных конструкций, а также учтен анализ данных практического применения композитных материалов.

Руководство предназначено для проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных конструкций, а также для ИТР, осуществляющих эти работы.

Контакты: 8(495) 952-66-09,
E-mail: inter-aqua@mtu-net.ru

Трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных водоводов большого диаметра

(посвящается 110-й годовщине со дня рождения Алексея Алексеевича Гвоздева)

Сборные железобетонные водоводы большого диаметра (7,5-9,0 м) обычно используются на ГАЭС – гидроаккумулирующих электростанциях для повышения устойчивости работы базовых электростанций (АЭС и ТЭС) при неравномерном суточном потреблении электроэнергии. Анализ конструктивных решений высоконапорных водоводов показал, что наиболее экономичными и надежными являются предварительно напряженные железобетонные водоводы.

В СССР на Загорской ГАЭС был сооружен сталежелезобетонный водовод, а на Кайшадарской и др. ГАЭС намечалось построить высоконапорные водоводы из предварительно напряженного железобетона. Режим работы ГАЭС предусматривает функционирование водовода при периодически изменяющихся нагрузках (с полным опорожнением водовода-разгрузкой).

Процесс изготовления сборных колец водовода обычно осуществляется по трехступенчатой технологии, которая предусматривает изготовление железобетонного сердечника с внутренней герметизирующей облицовкой. После термообработки и набором бетона необходимой прочности производится обжатие кольца путем навивки на него высокопрочной проволоки. Наконец, обеспечивают устройство защитного слоя бетона.

Практика показала, что от момента изготовления железобетонных колец до сборки трубопровода и начала эксплуатации ГАЭС проходит большой промежуток времени, превышающий период интенсивного старения бетона. Это позволяет при расчете водовода процессом старения бетона пренебречь.

Обычно длина трубопровода измеряется сотнями метров, при большом перепаде высот между верхним и нижним бассейнами, следовательно внутреннее давление в железобетонных кольцах нижней части и верхней части трубопровода сильно отличаются.

Можно сформулировать условия, которые необходимо учитывать при расчете железобетонного водовода ГАЭС:

- Железобетонные кольца водовода к моменту начала эксплуатации находятся в старом возрасте и при расчете старением бетона можно пренебречь.

- Величина внутреннего давления в водоводе нижних секций трубопровода и верхних его секций сильно отличается как по величине внутреннего давления, так и по величине предварительного напряжения.

- Водовод во время эксплуатации ГАЭС периодически целиком освобождается от воды, т.е. полностью разгружается, что требует его рассчитывать на периодически изменяющуюся нагрузку.

- В нижних секциях водовода уровень максимального напряжения в бетоне обычно превышает уровень $0,4 R_{нр}$ (от призменной прочности бетона), т.е. при расчете водовода с учетом ползучести бетона следует использовать нелинейную теорию ползучести бетона.

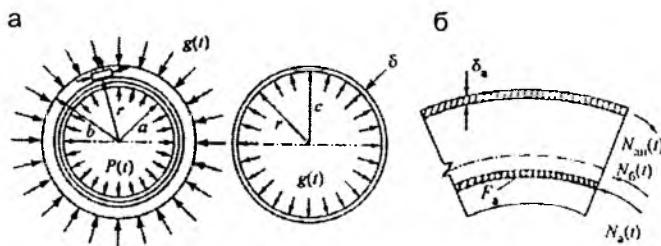
Для разработки метода расчета длительной трещиностойкости и прогнозирования перераспределения напряжений между бетоном, облицовкой и арматурой во времени следует использовать нелинейную теорию ползучести бетона. Методика расчета построена на базе общей нелинейной теории ползучести бетона, названной А.А.Гвоздевым двухкомпонентной теорией ползучести бетона [3–6].

Для решения поставленной задачи рассмотрим сечение железобетонного кольца (секции) трубопровода большой (бесконечной) длины. В качестве расчетной примем схему, изображенную на рисунке.

Как отмечалось выше, сечение секции водовода состоит из железобетонного сердечника (с герметизирующей металлической облицовкой). Предварительно напряженная арматура, навиваемая на железобетонный сердечник, представлена в виде фиктивного обода, обжимающего железобетонный сердечник (кольцо).

Нормальные напряжения в бетоне $\sigma_{\delta r}(t)$ и $\sigma_{\delta Q}(t)$, а также радиальные перемещения в железобетонном слое $v_{\delta}(t)$ в результате предварительного напряжения выразятся через давление $g(t)$ и $P(t)$ следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_{\delta Q}(t) &= \frac{P(t)\alpha - g(t)b}{r \ln(b/\alpha)} \delta, \\ \sigma_{\delta r}(t) &= -\frac{P(t)\alpha}{r} + \frac{p(t)\alpha - g(t)b}{r \ln(b/\alpha)} \ln \frac{r}{\alpha}, \\ v_{\delta_1}(t) &= \frac{1 - \nu^2}{E(t)} \frac{P(t)\alpha - g(t)b}{r \ln(b/\alpha)} \end{aligned} \quad (1)$$



Расчетная схема секции водовода

Напряжения в предварительно напряженной арматуре (фиктивном тонкостенном ободе) выразятся следующим образом:

$$\sigma_{\alpha Qn}(t) = \frac{bg(t)}{\delta_1}, \quad V_a \alpha(t) = \frac{g(t)C^2}{F_{\alpha H} E_{\alpha H}}, \quad (2)$$

где $C = b + \frac{\delta_1}{2} = b$; δ_1 - толщина слоя навивки (фиктивного обода).

После передачи усилия обжатия на бетон с ранее вытянутой арматуры на относительную величину Δ условие совместности деформаций бетона и напрягаемой арматуры выразится следующим образом:

$$V_{\delta}(t)|_{r=b} = \frac{g(t)b^2}{F_{\alpha H} E_{\alpha H}} - \frac{\Delta}{2\pi} = b\varepsilon_{\delta}(t), \quad (3)$$

где $E_{\alpha H}$ - модуль упругости арматурной проволоки; $F_{\alpha H}$ - площадь сечения навиваемой проволоки, т.е. приведенная толщина арматуры $F_{\alpha H} = \delta_1 l = \delta_1$; Δ - величина относительной вытяжки напрягаемой арматуры.

С момента обжатия железобетонных колец (τ_1) и до начала эксплуатации внутреннее давление в водоводе отсутствует. Радиальная деформация бетона водовода при плоском напряженном состоянии, согласно двухкомпонентной теории ползучести бетона [3], выражается следующим образом:

$$\varepsilon_{\delta}(t) = \frac{\sigma_{\delta Q}(t) - \nu \sigma_{\delta r}(t)}{E_{\delta}(t)_1} - \int_{\tau_1}^t [\sigma_{\delta 1 Q}(\tau) - \nu \sigma_{\delta r}(\tau)] K(t, \tau) d\tau + \int_0^{\max \sigma} f(\sigma) F[t(\sigma)] d\sigma \quad (4)$$

Подставляя (3) в (4), предварительно выражая $\sigma_{\delta Q}(t)$ и $\sigma_{\delta r}(t)$ через $g(t)$ и принимая $E_{\delta}(t) = E_{\delta 1} = Const$, имеем:

$$g(t) = \frac{\Delta E_{\alpha H} F_{\alpha H}}{2\pi b^2 (1 + \lambda_1 n_{\alpha H})} + \frac{\lambda_1 E_{\alpha H}}{1 + \lambda_1 n_{\alpha H}} \int_{\tau_1}^t g(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_{\delta}} + C(t, \tau) \right] d\tau - \frac{\lambda E_{\alpha H}}{1 + \lambda n_{\alpha H}} \int_0^{\max g} g^u(t) F[t(g)] dg, \quad (5)$$

где $\lambda_1 = \frac{F_{\alpha H}}{b} \frac{1 - \nu \ln \beta}{\ln \beta} = \mu_{\alpha H}(\rho - \nu)$, $\mu_{\alpha H} = \frac{F_{\alpha H}}{b}$, $n_{\alpha H} = \frac{E_{\alpha H}}{b}$,

$$g(\tau_1) = \frac{\Delta E_{\alpha H} F_{\alpha H}}{2\pi b^2 (1 + \lambda_1 n_{\alpha H})} = K_1, \quad \lambda_0 = \frac{\lambda_1 E_{\alpha H}}{1 + \lambda_1 n_{\alpha H}}.$$

В случае, когда начальное напряжение $\sigma_{\alpha H}(\tau_1)$ в высокопрочной проволоке известно или подсчитано по

СНИП, в формуле (5) при определении $g_1(\tau_1)$ следует

$$\text{принять: } \sigma_{\alpha H}(\tau_1) = \frac{\Delta E_{\alpha H}}{2\pi b}.$$

Учитывая принятые обозначения, окончательно получим следующее нелинейное интегральное уравнение:

$$g(t) = K_1 + \lambda_0 \int_{\tau_1}^t g(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_{\delta}} + C(t, \tau) \right] d\tau - \xi \lambda_0 \int_0^{\max g} g^u(t) F[t(g)] dg, \quad (6)$$

где ξ - малый параметр; u - степень нелинейности необратимой деформации ползучести бетона; $C(t, \tau)$ - функция меры обратимой деформации ползучести бетона; $F[t(g)]$ - функция, характеризующая необратимые деформации ползучести бетона; $F[t(g)] = F_0 [1 - e^{-\varphi T(g, t)}]$; $T(g, t)$ - функция длительности действия приращения напряжений (давлений).

Для вычисления требуется решить интегральное уравнение (6), которое получено в монографии [2] и имеет вид:

$$g(t) = Ue^{-\varphi t} + Qe^{-\delta t} + R^{-(\varphi + \delta)t} + S, \quad (7)$$

где U, Q, R, S - коэффициенты, вычисляемые при решении уравнения (6) [3].

Получив значение $g(t)$, из (7) можно вычислить функцию изменения напряжений в бетоне (функцию релаксации) $H(\tau, \mu)$.

$$H_{\delta}(\tau_1, \mu) = \frac{Ue^{-\varphi t} + Qe^{-\delta t} + Re^{-(\varphi + \delta)t} + S}{U + Q + R + S} \quad (8)$$

В большинстве случаев железобетонные водоводы ГАЭС могут быть отнесены к тонкостенным цилиндрическим оболочкам бесконечной длины. В практических случаях влиянием σ_r (как малым), по сравнению с σ_Q , можно пренебречь, а учитывать лишь перераспределение напряжений по сечению бетона между бетоном и металлом, входящими в состав сечения кольца секции трубы.

Условия равновесия и совместности выражаются следующим образом:

$$N_{\alpha H}(\tau_1) - N_{\delta}(\tau_1) - N_{\alpha}(\tau_1) = 0 \quad (9)$$

$$\varepsilon_{\delta}(\tau_1) = \varepsilon_{\alpha}(\tau_1), \quad \sigma_{\alpha}(\tau_1) = n_{\alpha} \sigma_{\delta}(\tau_1)$$

Из этих условий легко вычислить напряжения в бетоне:

$$\sigma_{\delta}(\tau_1) = \frac{\sigma_{\alpha H}(\tau_1) F_{\alpha H}}{F_{\delta} (1 + n_{\alpha} \mu_{\alpha})}, \quad (10)$$

где $n_{\alpha} = \frac{E_{\alpha}}{E_{\delta}}$; $\mu_{\alpha} = \frac{F_{\alpha}}{F_{\delta}}$, $F_{\alpha} = F_{\alpha 0} + F_{\alpha 1}$; F_{δ} - площадь бетонного сечения кольца; $F_{\alpha H}$ - площадь навиваемой арматуры;

$F_{O\delta}$ - площадь герметичной облицовки; $F_{\alpha 1}$ - площадь обычной (кондукторной) арматуры; $\sigma_{\alpha H}$ - начальное напряжение в навиваемой проволоке при создании необходимой вытяжки.

После обжатия бетонного кольца ($t \geq \tau_1$) в сечении железобетонной секции водовода за счет ползучести бетона возникнут следующие напряжения:

$$\sigma_{\delta Q}(t) = \sigma_{\delta Q}(\tau_1)H_{\delta}(t, \tau_1, \mu),$$

$$\sigma_{\alpha}(t) = \sigma_{\alpha}(\tau_1)H_{\alpha}(t, \tau_1, \mu) \quad (11)$$

$$\sigma_{\alpha H}(t) = \sigma_{\alpha H}(\tau_1) - \sigma_{\alpha H}(t), \quad \sigma_{\alpha H}(\tau_1)H(t, \tau_1, \mu),$$

$$g(t) = g(\tau_1)H_{\delta}(t, \tau_1, \mu),$$

где $H(t, \tau_1, \mu)$ - функция изменения напряжений в обычной арматуре; $\sigma_{\alpha H}(t)$ - потери напряжений в навиваемой проволоке за счет ползучести бетона; $\sigma_{\alpha}(\tau_1)$, $\sigma_{\delta}(\tau_1)$ - начальные напряжения (в момент $t = \tau_1$) в бетоне, герметичной облицовке и обычной арматуре.

$$\sigma_{\alpha H}(t) = \sigma_{\alpha H}(\tau_1)[1 - H_{\delta}(t, \tau_1, \mu)] \quad (12)$$

$$H_{\alpha}(t, \tau_1, \mu) = 1 + \frac{1 - n_{\alpha H} \mu_{\alpha H}}{n_{\alpha} \mu_{\alpha}} [1 - H_{\delta}(t, \tau_1, \mu)] \quad (13)$$

Зная характер изменения функции релаксации напряжений в бетоне из (8), по формуле (13) можно вычислить функцию изменения напряжений в герметичной и обычной арматуре. Как видно из (13), вследствие ползучести бетона, помимо потерь напряжения, в напрягаемой арматуре происходит перераспределение во времени усилий между герметичной облицовкой, кондукторной арматурой и бетоном. Напряжения в напрягаемой арматуре и бетоне убывают, а напряжения в облицовке и кондукторной арматуре возрастают.

Если после продолжительного времени водовод будет заполнен водой и появится внутреннее давление, равное $P(t) = \alpha g(t)$, при разгрузке и перераспределении напряжений в бетонном сечении секции кольца могут возникнуть трещины. Напряжения в бетоне складываются из оставшейся части давления от предварительного напряжения $(1 - \alpha)g(\tau_2)$ и разности упругих деформаций облицовки и бетона в момент создания внутреннего давления $P(\tau_2)$.

Критерий трещинообразования выразится следующим образом:

$$\sigma_{\delta H}(\tau_2) = A_2 \left\{ \alpha - \frac{[1 - \alpha(1 - A_2)]}{A_2} H_{\delta}(\tau_1, \tau_2, \mu) \right\} \sigma_{\delta H} \geq R_{\delta P}, \quad (14)$$

где $R_{\delta P}$ - предел прочности бетона при растяжении;

$$A_2 = \frac{1 + n_{\alpha} \mu_{\alpha} - n_{\alpha H} \mu_{\alpha H}}{1 + n_{\alpha} \mu_{\alpha}} \leq 1, \text{ так как } n_{\alpha H} \mu_{\alpha H} > 0.$$

При проектировании напорных водоводов возможны случаи, когда вследствие ползучести бетона и перераспределения напряжений в сечении кольца напряжения в облицовке будут расти и достигнут предела текучести металла, после чего процесс перераспределения прекращается. Следовательно $\sigma_{\alpha}(\tau_2) = \sigma_T$.

$$\sigma_{\alpha}(\tau_2) = \sigma_{\alpha}(\tau_1)H_{\alpha}(\tau_1, \tau_2, \mu) \geq \sigma_T \quad (15)$$

В этом случае критерий трещинообразования примет вид:

$$\sigma_{\delta}(\tau_2) = \left| \sigma_{\delta}(\tau_1) \right| \frac{n_{\alpha} \mu_{\alpha}}{1 + n_{\alpha} \mu_{\alpha}} \left\{ H_{\alpha}^{\max} - H_{\delta}(\tau_1, \tau_2, \mu) \right\}, \quad (16)$$

$$\text{где } H_{\alpha}^{\max} = \frac{\sigma_T}{\sigma_{\alpha}(\tau_1)}.$$

Исследования показали, что максимальные растягивающие напряжения возникают при $P(\tau_2) \geq g(\tau_2)$, а также при минимальном коэффициенте релаксации бетона. Это, в свою очередь, связано с наибольшей деформативной способностью бетона, а также наибольшего отдаления момента предварительного напряжения колец от момента подачи давления (воды) в водоводе. Из полученных формул видно, что растягивающие напряжения в бетоне также зависят от коэффициента армирования, уровня напряжений в бетоне и степени нелинейности деформирования бетона.

Автором были выполнены расчеты нескольких вариантов сталежелезобетонных предварительно напряженных железобетонных водоводов ГАЭС. Рассчитаны два типа конструкций трубопроводов: с герметичной облицовкой толщиной 10 мм, расположенной на внутренней поверхности кольца (вариант 2) и с герметичной облицовкой толщиной 3 мм, расположенной в середине сечения железобетонного кольца (вариант 1) ($\mu_{\alpha H} = 0,0177$; $F_{ob} = 30 \text{ cm}^2$; $E_{ob} = 210000 \text{ МПа}$). Геометрические размеры колец следующие: внутренний диаметр 7,5 м, наружный диаметр 8,5 м. Навиваемая арматура – высокопрочная проволока диаметром 5 мм. Бетон тяжелый В40, подвергаемый термообработке.

Расчеты показали, что в варианте 2 напряжения в герметичной облицовке, вследствие перераспределения напряжения между бетоном и металлом, вызванного ползучестью бетона, достигают предела текучести и переходят в область пластического деформирования еще до начала эксплуатации водовода (см. таблицу).

Наличие большого количества сварных швов в облицовке приведет к тому, что облицовка (со временем) не будет обеспечивать герметичность водовода.

Исследования показали, что при проектировании

| Вариант | $\eta_H(\tau_1)$ | $g(\tau_1)$ | H_b | H_a | $\sigma_6(\tau_1)$, МПа | $\sigma_a(\tau_2)$, МПа | $P(\tau_2)$, МПа | $\sigma_6(\tau_2)$, МПа | $\Sigma \sigma_6(\tau_2)$, МПа |
|---------|------------------|-------------|-------|-------|--------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------|---------------------------------|
| I | 0,571 | 1,72 | 0,839 | 3,265 | 16,89 | 348,9 | 1,2 | -1,46 | $\geq R_{\delta P}$ |
| II | 0,55 | 1,8 | 0,84 | 1,87 | 16,33 | 193,5 | 1,2 | -0,33 | -0,44 |

предварительно напряженных водоводов ГАЭС необходимо выполнять расчет трубопровода с учетом влияния ползучести бетона. В противном случае эксплуатационная надежность и долговечность трубопровода будет не обеспечена, хотя формально конструкция удовлетворяет требованиям СНиП.

Для обеспечения успешной эксплуатации ответственных инженерных сооружений необходимо проводить расчеты с оценкой их надежности и безопасности. В работах В.М.Бондаренко, С.В.Бондаренко [1], В.М.Бондаренко и А.В.Боровских [2] изложены инженерные методы расчета, позволяющие учитывать нелинейность деформирования бетона, а также коррозионные и другие повреждения сооружений. Проектировщикам следует пользоваться упомянутыми выше методами расчета сооружений, что позволит обеспечить безопасную их эксплуатацию.

Библиографический список

1. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.//М. Стройиздат, 1982.
2. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений//Учебное пособие Московского института коммунального хозяйства и строительства. М., 2000.
3. Галузов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций//М., Физматлит, 2006.
4. Галузов К.З., Гвоздев А.А. К вопросу о нелинейной теории ползучести бетона при одноосном сжатии//Изв.АН СССР, МТТ, 1972, № 1.
5. Галузов К.З. Решение задачи о перераспределении напряжений между арматурой и бетоном во времени//Строительная механика и расчет сооружений. – 1985. – № 6.
6. Галузов К.З. Решение релаксационной задачи двухкомпонентной теории ползучести бетона//Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 5.

В.С.ЗЫРЯНОВ, д-р техн. наук, проф., Б.С.БАТОМУНКУЕВ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Расчет плит перекрытий с краевой нагрузкой от наружных стен по деформациям

В последние годы в качестве ограждающих конструкций жилых и общественных зданий, в частности крупнопанельных, широко применяются ненесущие навесные стены из мелкоштучных элементов: легкобетонных и ячеистобетонных блоков, кирпича и др. Нагрузка от них передается на свободный край плит перекрытий, опираемых по трем сторонам. Действие этой нагрузки суммируется с усилиями, возникающими у края плиты от равномерно распределенной по ее площади нагрузки (рис. 1).

Ранее [4] была рассмотрена методика расчета плит по предельным состояниям первой группы, включая подбор арматуры и проверку прочности.

При расчете плит по предельным состояниям второй группы краевые локальные линейные p_i и сосредоточенные P_i нормативные нагрузки, как и при расчете прочности, приводятся по балочным схемам к эквивалентным линейным нагрузкам p_s . При этом в зданиях с платформенными стыками учитывается частичное защемление плит на опорах (рис. 2).

Отсутствие или наличие трещин определяется от действия полных нормативных нагрузок по формулам:

$$\text{в пролете } (M_{sp}^{un} + M_{sp}^{ed}) \gamma_n \leq M_{crс}, \quad (1)$$

$$\text{у опор } (M_{sup}^{un} + M_{sp}^{ed}) \gamma_n \leq M_{crс}, \quad (2)$$

где величины действующих моментов M_i (левая часть неравенства) находятся по правилам строительной механики, исходя из упругой работы плиты (γ_n - коэффициент надежности по ответственности здания), по формулам:

от равномерно распределенных по площади нагрузок q_i :

$$\text{в пролете } M_{sp}^{un} = (\alpha_1 q_s + \alpha_2 q_r) b l_1^2; \quad (3)$$

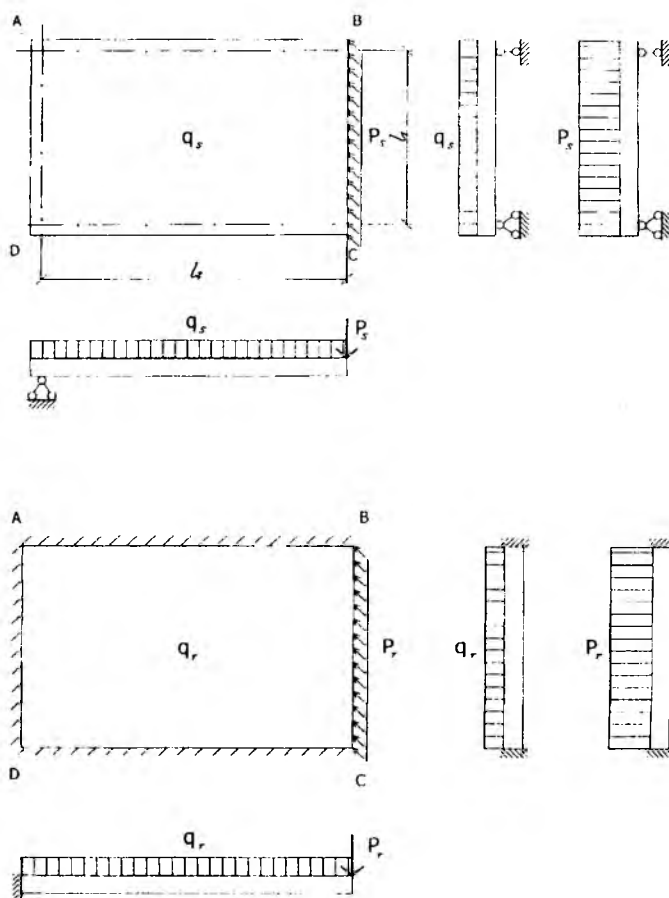


Рис.1. Расчетные схемы опорной по трем сторонам плиты с краевой нагрузкой от наружных стен (BC - свободный край)

а - на стадии передачи нагрузок до защемления плит в платформенных стыках; б - то же, после защемления

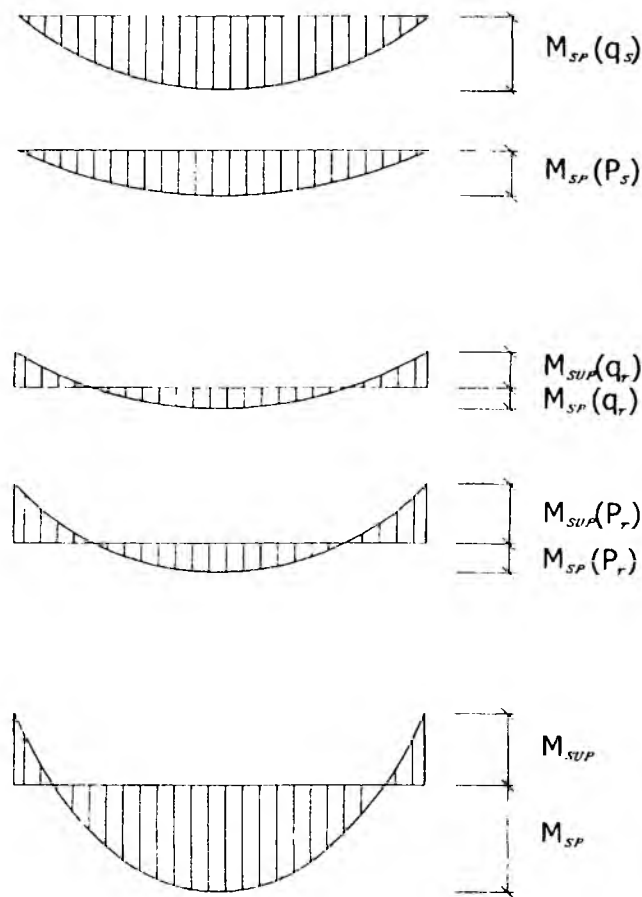


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов вдоль пролета l_1 у свободного края ВС

а – от нагрузок q_s , p_s (до защемления); б – от нагрузок q_r , p_r (после защемления); в – суммарные

$$\text{у опор } M_{sup}^{un} = K_{sup} \alpha_3 q_r b l_1^2 \quad (4)$$

от краевых линейных нагрузок p_i :

$$\text{в пролете } M_{sp}^{ed} = (\alpha_1^* p_s + \alpha_2^* p_r) b l_1; \quad (5)$$

$$\text{у опор } M_{sup}^{ed} = K_{sup} \alpha_3^* p_r b l_1, \quad (6)$$

где q_s и p_s - части нормативных нагрузок, передаваемые до защемления плит в платформенных стыках: от собственного веса плит, санкабин, вентиляторов, панельных перегородок и т.п.; q_r и p_r - то же, после защемления плит в платформенных стыках: от санузлов "россыпью", перегородок и стен из мелкоштучных материалов, конструкций пола, утеплителя чердачных перекрытий; временная полная; α_i - коэффициенты, определяемые по графикам на рис. 3; α_i^* - то же, на рис. 4; $b = 1$ м (1 см); l_1 - пролет вдоль свободного края плиты; K_{sup} - коэффициент, учитывающий перераспределение усилий с пролета на опоры при длительном действии нагрузки.

Значения моментов образования трещин, стоящих в правых частях (1), (2), определяются согласно п.7.2.7 [1], п.4.8 [2] или п.3.5 [3], при этом для перекрытий жилых и общественных зданий с обычной ненапрягае-

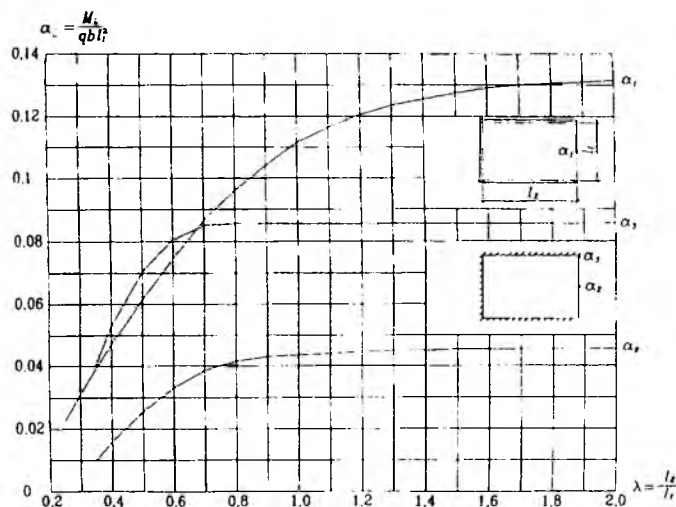


Рис. 3. Коэффициенты α_i для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам, с нагрузкой, равномерно распределенной по площади: при свободном опирании α_1 и защемлении α_2 , α_3

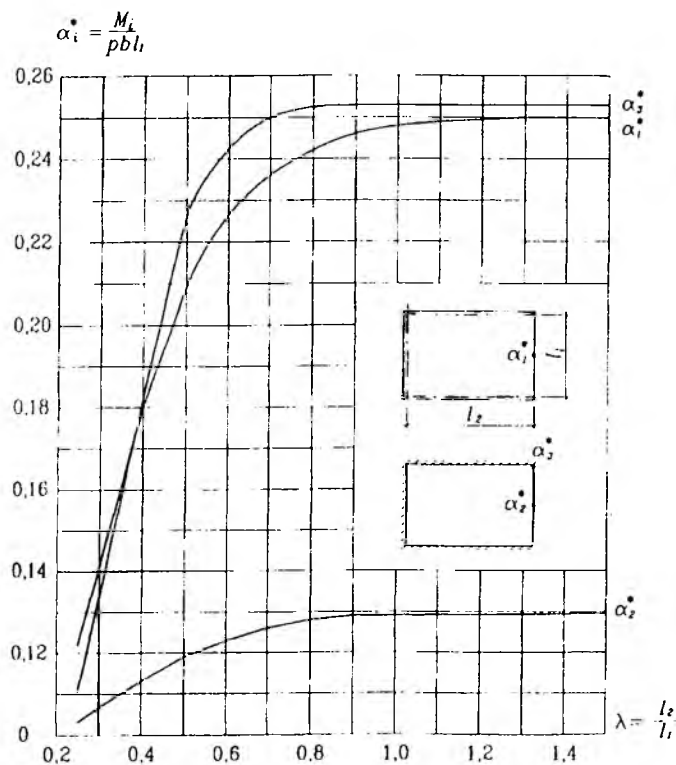


Рис. 4. Коэффициенты α_i^* для расчета плит, опертых по трем сторонам, с краевой линейной нагрузкой у свободного края: при свободном опирании α_1^* и защемлении α_2^* , α_3^*

мой арматурой ее влияние с небольшим запасом может не учитываться.

В случае, когда трещины в пролете образуются, а у опор нет, рекомендуется производить перераспределение усилий с пролета на опоры в пределах 10%, после чего проверку трещинообразования необходимо повторить. Если при этом трещины образуются и у опор,

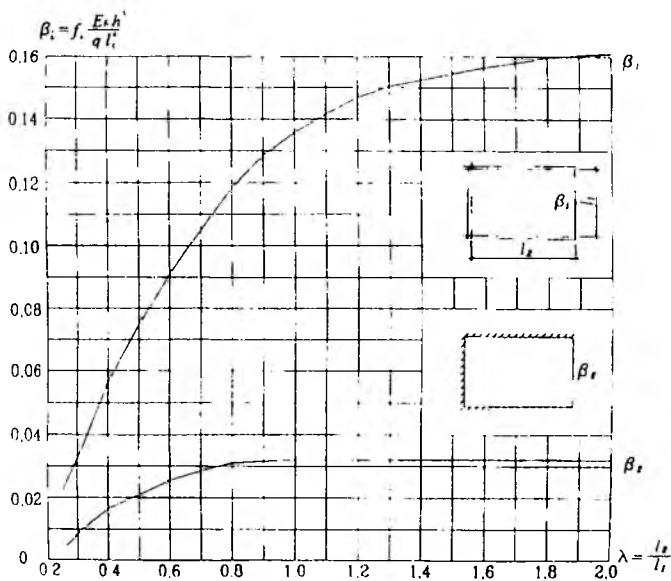


Рис. 5. Коэффициенты β_i для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам, с нагрузкой, равномерно распределенной по площади: при свободном опирании β_1 и защемлении β_2

то опирание становится шарнирным с соответствующим распределением усилий. В этом случае, а также когда невозможно или нецелесообразно учитывать частичное защемление плит в платформенных стыках, изгибающие моменты при проверке по образованию трещин определяются по формулам (3), (5) с учетом вместо q_s и p_s полных нормативных нагрузок $q_n = q_s + q_r$, $p_n = p_s + p_r$ и принимая α_2 и $\alpha_2^* = 0$. Аналогичные рекомендации даны в [3].

Прогиб плит, защемленных на опорах в платформенных стыках, при отсутствии трещин по всему пролету и над опорами определяется как сумма двух величин:

f_{un} - от равномерно распределенной по площади нагрузки и f_{ed} - от краевой линейной нагрузки.

При проверке по эстетико-психологическим требованиям значения f_{un} и f_{ed} определяются по формулам:

$$f_{un} = \frac{l_1^4}{E_{b,\tau} \cdot h^3} (\beta_1 \cdot q_s + \beta_2 \cdot q_n) \gamma_n; \quad (7)$$

$$f_{ed} = \frac{l_1^3}{E_{b,\tau} \cdot h^3} (\beta_1^* \cdot p_s + \beta_2^* \cdot p_n) \gamma_n. \quad (8)$$

где $E_{b,\tau}$ - модуль деформаций бетона, определяемый по формуле (5.3) [1] или (4.41) [2]; q_s и p_s - то же, что в выражениях (3) - (6); q_n и p_n - длительно действующие нормативные нагрузки, прикладываемые после защемления перекрытий стенами; β_i - по графикам на рис.5; β_i^* - по графикам на рис.6.

При проверке по конструктивным требованиям формулы (7), (8) дополняются членами, учитывающими кратковременную часть временных нагрузок:

$$f_{un} = \frac{l_1^4}{h^3} \left(\frac{\beta_1 \cdot q_s + \beta_2 \cdot q_n}{E_{b,\tau}} + \frac{\beta_2 (q_r - q_n)}{E_b} \right) \gamma_n; \quad (9)$$

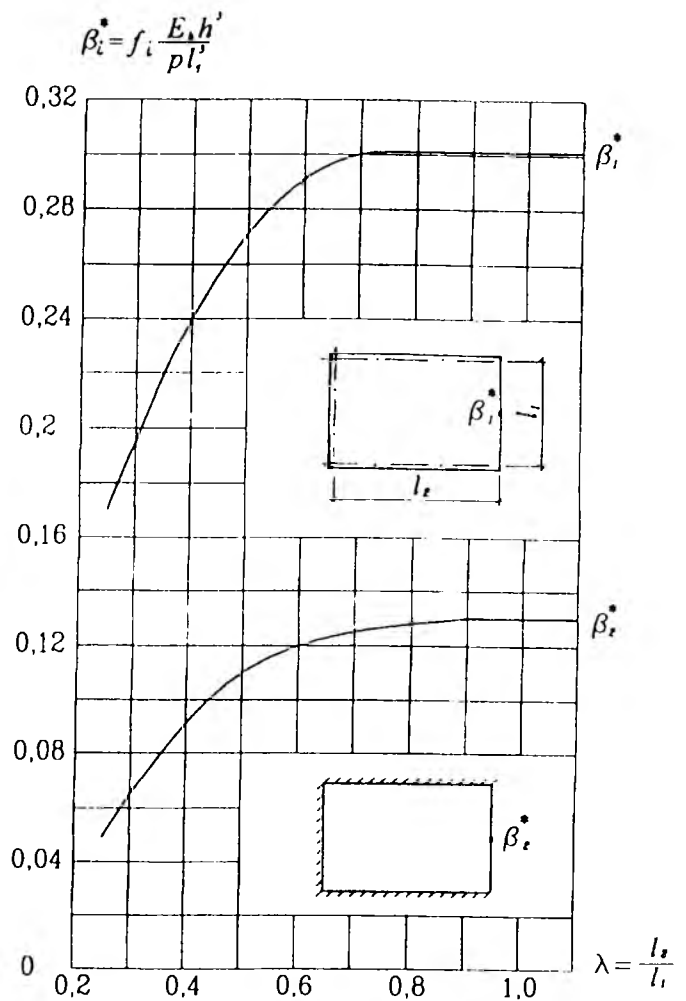


Рис. 6. Коэффициенты β_i^* для расчета плит, опертых по трем сторонам, с краевой линейной нагрузкой у свободного края: при свободном опирании β_1^* и защемлении β_2^*

$$f_{ed} = \frac{l_1^3}{h^3} \left(\frac{\beta_1^* p_s + \beta_2^* p_n}{E_{b,\tau}} + \frac{\beta_2^* (p_r - p_n)}{E_b} \right) \gamma_n. \quad (10)$$

В формулах (7) - (10), как и при определении $M_{срс}$, влиянием ненапрягаемой арматуры с незначительным запасом пренебрегается.

В случае образования трещин только в пролете прогиб плит, опертых по трем сторонам, определяется с учетом следующих особенностей:

1) При определении нагрузки трещинообразования плит, защемленных в платформенных стыках, вместо коэффициентов α_i подставляются их значения, приведенные с учетом краевой нагрузки:

$$\alpha_{1,red} = \frac{\alpha_1 m_{red} + \alpha_1^*}{m_{red} + 1}; \quad (11)$$

$$\alpha_{2,red} = \frac{\alpha_2 m_{red} + \alpha_2^*}{m_{red} + 1}; \quad (12)$$

где $m_{red} = M_{sp}^{un} / M_{sp}^{ed}$; M_i - то же, что в (1).

2) Все нагрузки, включая краевые, приводятся к эквивалентным равномерно распределенным по площади плиты по формулам:

$$\text{нормативная полная } q_n^3 = q_n + K_{ed} \cdot p_n;$$

$$\text{нормативная пониженная } q_l^3 = q_l + K_{ed} \cdot p_l; \quad (13)$$

$$\text{расчетная } q_3 = q + K_{ed} \cdot p,$$

где $K_{ed} = \alpha_1 / (\alpha_1 + l_1)$; (14)

q_l - равномерно распределенные по площади нагрузки; p_l - приведенные к линейным краевые нагрузки.

С учетом изложенных особенностей расчет прогибов плит и ширины раскрытия трещин производится по аналогии с методикой, представленной в [3].

В зданиях с платформенными стыками работой связей в качестве надпорной арматуры с небольшим запасом пренебрегается, и в случае образования трещин над опорами плита трансформируется в шарнирно опертую. В этом случае расчет прогибов и раскрытия трещин производится по общим нормативам [1,2] с учетом особенностей, представленных в [3].

Напомним, что в плитах, опертых по трем сторонам, даже при равномерно распределенной по площади нагрузке для экономии стали целесообразна концентрация арматуры у свободного края. В плитах же с краевой нагрузкой необходимость концентрации значительно возрастает и не только по экономическим, но и по конструктивным требованиям, исключающим передачу усилий от перекрытий на несущие наружные стены. Концентрация арматуры A_{11} у свободного края может осуществляться различными способами. Наиболее эффективные из них проиллюстрированы в [3, 4].

Библиографический список

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М., 2005.
3. Рекомендации по расчету и конструированию сборных сплошных плит перекрытий жилых и общественных зданий. – М.: ЦНИИЭПжилища, 2005.
4. Зырянов В.С., Тельконуров К.М. Расчет прочности плит перекрытий с краевой нагрузкой от наружных стен//Бетон и железобетон. – 2005. – № 2. – С. 17–19.

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

Н.Ф.БАШЛЫКОВ, канд. техн. наук, И.И.МАЙОРОВА, инж., (НПЦ «ПолиРелакС»);
Р.Л.СЕРЫХ, д-р техн. наук, проф. (МАДИ)

Добавки на основе тиосульфата и роданида натрия для производства бетонных работ в зимнее время

Влияние индивидуальных добавок тиосульфата и роданида натрия на свойства бетонных смесей и бетона в общем виде рассмотрены в фундаментальных работах по добавкам [1, 2]. В них показано ускоряющее действие указанных веществ и отсутствуют данные об их противоморозных свойствах. Но в последние годы различные исследователи проявили значительный интерес к этим веществам, рассматривая их как альтернативу широко известным ускорителям твердения и противоморозным добавкам на основе хлористых и нитрит-нитратных солей. В обзоре [3] проведен достаточно подробный анализ литературных и патентных источников, посвященных исследованию влияния указанных веществ на цементные системы и их применению в технологии бетона. Эти натриевые соли, в роли бесхлоридных ускорителей твердения и противоморозных добавок, привлека-

ют внимание специалистов разных стран последние тридцать лет.

Как следует из многочисленных работ, посвященных исследованию процессов твердения бетона при отрицательной температуре, отсутствует единая точка зрения на физико-химические процессы структурообразования бетона с противоморозными добавками при отрицательных температурах. Тем не менее имеется существенный фактор, который влияет на любой механизм противоморозного действия этих добавок в процессе твердения бетона [4]. Речь идет о полном или частичном формировании льдообразных микрокаспов в капиллярно-пористой структуре, которое всегда можно наблюдать в естественных условиях колебания температур в зимнее время и которое играет важную роль в формировании прочности и других показателей бетона.

Негативные последствия мо-

розного воздействия на ранних стадиях твердения бетона обуславливают снижение его прочности и показателей долговечности, причем в подавляющем большинстве случаев эти последствия носят необратимый характер. Основные причины – уменьшение реакционной способности при понижении температуры и кристаллизация поровой жидкости – льдообразование. Увеличение объема жидкой фазы при ее замораживании приводит к развитию ряда эффектов – кристаллизационному давлению льда на стенки пор и капилляров, гидравлическому давлению поровой жидкости, осмотическому давлению. Величина этих воздействий зависит, в первую очередь, от характера поровой структуры цементного камня, причем сопротивление бетона морозному воздействию определяется соотношением содержания гелевых, капиллярных и контракционных пор. При этом с рос-

том содержания гелевых пор сопротивление морозному воздействию в раннем возрасте возрастает [4]. Таким образом, для анализа действия противоморозных добавок необходимо рассматривать их влияние на температуру кристаллизации поровой жидкости – антифризное действие, характер формирования поровой структуры цементного камня и льдообразования в ней, а также ускорение процессов твердения цементного камня.

В работе [5] установлено, что противоморозные свойства добавок тиосульфата и роданида натрия в определенной степени связаны с особенностями строения анионов этих веществ. Благодаря их высокой активности происходит интенсивное разрушение льдообразных микрокаркасов, а в связи с повышенной растворимостью этих солей активизируются процессы гидратации вяжущего при низких температурах. В отличие от нитрата натрия, экзотермическая температура раствора которого составляет минус 19,6 °С при 28 %-ной концентрации, что предопределяет температуру его использования лишь до минус 15 °С, добавка роданида натрия характеризуется повышенной растворимостью и температурой замерзания 40 %-го водного раствора минус 24 °С, т.е. потенциально обладает более высокими антифризными свойствами. Одним из параметров оценки эффективности противоморозных добавок является степень их влияния на энергию активации ранней стадии гидратации портландцемента. На основании расчетов по результатам исследования прочности цементно-песчаного раствора с добавками тиосульфата и роданида натрия, твердевшего при температурах плюс 20, плюс 5 и минус 10 °С, энергия активации реакции гидратации уменьшилась лишь в 1,3-2 раза, и было обеспечено образование гидратных фаз на ранних стадиях процесса гидратации, формирующих структуру и прочность цементного камня.

Вопросы применения противоморозных добавок – электролитов в пониженных дозировках (в 1,5-2 раза ниже обычных) рассмотрены в [1, 4]. Но пониженные дозировки авторы этих работ допускают применять только либо с использованием утеплителя, либо в сочетании с обогревом, в частности электрообогревом, до достижения бетоном требуемой прочности. При тщательном соблюдении всех технологических требований бетонирования и своевременном утеплении

бетонируемого массива или в начале прогрева прочность бетона с добавками может достигать в короткие сроки 75-90 % проектной, а через 28 сут последующего выдерживания на морозе и 28 сут твердения в нормальных условиях достигать 100-120 % проектной. При этом не происходит снижения основных строительно-технических показателей бетона.

В отечественном строительстве в качестве противоморозной добавки достаточно широко применяется «Релаксол», состоящий в основном из тиосульфата и роданида натрия, а также комплексная полифункциональная добавка, включающая эти соли – «С-3Р 2» («Криопласт СП15-2»).

По механизму действия в бетоне, твердеющем при температуре ниже 0 °С, «Релаксол» можно отнести ко 2-ой группе противоморозных добавок, совмещающих в себе способность к сильному ускорению процесса твердения бетона с хорошими антифризными свойствами [4]. Вопросы структурообразования цементного камня с добавкой «Релаксол» при его твердении на морозе подробно рассмотрены в работе [6]. Установлено, что при дозировке 1,5 % массы цемента и твердении при отрицательной температуре в цементном камне формируется более узкая область распределения пор по размерам, а максимум этого распределения смещается в область значительно более меньших значений поровых радиусов. Температура начала кристаллизации поровой жидкости снижается с минус 4 °С (без добавки) до минус 16 °С. При температуре минус 18-20 °С содержание льда в поровой жидкости уменьшается более чем в 2 раза, по сравнению с составом без добавки, и достигает значений, практически исключающих деструктивные процессы в цементном камне, вызываемые льдообразованием.

Одновременное улучшение трех параметров противоморозного действия показывает предпочтительность применения «Релаксола» при производстве бетонных работ в зимнее время. На особое значение противоморозных добавок, способствующих быстрому образованию плотной микрокапиллярной структуры цементного камня, обращено внимание в работе [4]. В связи с этим «Релаксол» имеет значительное преимущество перед широко распространенными противоморозными добавками, обладающими только антифризными свойствами, но не ускоряющими

твердение бетона – нитритом и формиатом натрия, а также комплексными добавками, включающими в свой состав указанные соли и высокоэффективные пластификаторы. Особенно ярко это преимущество проявляется при современных технологиях использования эффекта от противоморозных добавок – лишь в период приготовления, транспортирования и укладки бетонной смеси в опалубку. В дальнейшем уход за бетоном предполагает его утепление и/или обогрев до достижения требуемой распалубочной прочности.

Теоретические вопросы создания комплексных полифункциональных добавок, содержащих электролиты и ПАВ и обладающих противоморозным действием, рассмотрены в работах [1, 4], а в отношении добавок на основе тиосульфата и роданида натрия, а также полиметиленаполинафталинсульфоната – в [5]. Практический вывод из теоретических и экспериментальных исследований приведен в [1] и состоит в том, что нарушения структуры бетона, связанные с образованием большого количества льда при снижении дозировки электролита, можно избежать, уменьшая расход воды за счет введения в состав бетонной смеси добавки пластификаторов и особенно суперпластификаторов. Быстрое нарастание прочности бетона на раннем этапе его твердения является весьма важным обстоятельством применительно к зимнему методу бетонирования.

В качестве примера автор работы [1] показал, что в случае применения комплексной добавки, состоящей из нитрита натрия и суперпластификатора С-3, и использования водоредуцирующего действия расход противоморозного компонента может быть уменьшен в 5 раз (от 10 до 2 %), и это не влияет отрицательно на степень гидратации и объемные изменения бетона при его замораживании. Этот важный практический вывод совпадает с мнением авторов работы [5] и подтверждается результатами экспериментальных исследований, приведенных в [6].

В экспериментальных исследованиях, проведенных нами в 2001-2006 г.г., применялся портландцемент ПЦ 500 Д0 Старооскольского цементного завода, природный песок с $M_{кр}$ 2, 1-2,3, щебень из изверженных пород фракции 5-10 мм, соответствующие требованиям действующих стандартов. Бетонные смеси отвечали требованиям ГОСТ 30459 для контрольных стан-

дартных и основных составов. Добавки вводили в бетонную смесь в виде водных растворов вместе с водой затворения, а их дозировка устанавливалась в пересчете на сухое вещество. При испытаниях бетонной смеси определяли ее среднюю плотность, подвижность по осадке конуса. Бетон выдерживали в различных условиях, в определенной степени соответствующих производственным условиям. Все испытания и измерения проводили в соответствии с требованиями действующих стандартов.

Рекомендуемые рабочие дозировки добавок «Релаксол», «С-ЗР 2» и «Криопласт СП15-2» приведены в табл. 1. Их величины установлены на основании исследований кинетики твердения бетона с добавками при отрицательных температурах и результатов опытно-промышленных работ.

Величины дозирования, указанные в табл. 1, установлены на основании исследований, проведенных в нескольких лабораториях и на различных цементах. Высокая надежность значений этих дозировок подтверждается многолетним применением «Релаксола» и «С-ЗР 2» при производстве монолитных бетонных работ в зимнее время. В табл. 2 приведены результаты наших исследований кинетики твердения бетона с добавкой «Релаксол» при различных режимах его выдерживания. При твердении в естественных погодных условиях, характерных для большинства регионов центра России, бетон с добавкой 3,5 % «Релаксола» без какого-либо прогрева или утепления уже в возрасте 7 сут набирает прочность более 25 % от проектной прочности контрольного бетона без добавки, твердевшего в нормальных условиях. В возрасте 28 сут бетон с добавкой набирает свыше 60 % прочности контрольного бетона, а после 28 сут дополнительно твердения в нормальных условиях прочность бетона с добавкой превышает прочность контрольного бетона.

Предварительная выдержка твердеющего бетона с добавкой «Релаксола» в нормальных условиях оказывает положительное влияние на кинетику твердения такого бетона в зимних условиях. После выдерживания бетона с добавкой в течение 2 сут при температуре 20 °С его прочность достигла более 70 % от контрольного, а при последующей выдержке при отрицательной температуре, в возрасте 28 сут, прочность составила более 80 % от контрольного бето-

Таблица 1

| Наименование добавки | Дозировка, % массы цемента, при минимальной температуре во время производства бетонных работ, °С | | |
|---------------------------------|--|-----|-----|
| | -5 | -10 | -15 |
| «Релаксол» | 1,5 | 2,5 | 3,5 |
| «С-ЗР 2», «Криопласт СП15-2» | 1 | 1,5 | 2 |

на, твердевшего в нормальных условиях.

Бетон с добавкой «Релаксола», выдержанный при отрицательной температуре в течение 6 ч, прогретый по режиму 8 ч подъем температуры плюс 8 ч выдержки при температуре 40 °С, имел в суточном возрасте 75 % прочности контрольного бетона в проектном возрасте, твердевшего в нормальных условиях. При дальнейшем выдерживании при отрицательной температуре бетон с добавкой набрал более чем 90 % прочности контрольного, а после дальнейшего выдерживания бетона с добавкой в течение 28 сут в нормальных условиях его прочность превысила

прочность контрольного бетона в возрасте 28 сут.

Показатели морозостойкости и водонепроницаемости бетона с добавкой 3,5 % «Релаксола» после его выдерживания при отрицательной температуре превысили аналогичные показатели контрольного бетона без добавки (см. табл. 2).

Результаты исследования бетона с комплексной полифункциональной добавкой «С-ЗР 2» и ее полным аналогом «Криопласт СП15-2», твердевшего при различных режимах выдерживания, приведены в табл. 3.

Применение противоморозной добавки «С-ЗР 2» позволило получить бетоны с такими же прочностными показателями, как и у бетонов с добавкой «Релаксол» (табл. 2), твердевших в близких условиях выдерживания, но при общей дозировке добавки в 1,75 раза меньше. За счет существенного снижения величины В/Ц и улучшения капиллярно-пористой структуры бетона значительно возросли показатели его водонепроницаемости и морозостойкости.

Исследования влияния «Релаксола» и «С-ЗР 2» на коррозионное

Таблица 2

| Добавка, % массы цемента | В/Ц | ОК, см | Условия выдерживания | Срок испытаний, сут | Прочность бетона на сжатие, МПа | Марка бетона по морозостойкости, F° | Марка бетона по водонепроницаемости, W* |
|--------------------------|------|--------|---|---------------------|---------------------------------|-------------------------------------|---|
| – | 0,67 | 13,0 | Нормальное хранение | 3 7 28 | 13,9 22,8 29,2 | 200 | 4 |
| 3,5 | 0,55 | 13,5 | В естественных погодных условиях при колебаниях температур от 0 °С до –15 °С | 7 28 28+28** | 7,9 18,2 33,4 | 300 | 6 |
| 2,5 | 0,59 | 13,0 | Твердение в нормальных условиях в течение 2 сут. Выдерживание в течение 26 сут при температуре –10 °С | 2 28 | 22,1 25,1 | – | – |
| 3,5 | 0,55 | 13,5 | Выдерживание при температуре –15 °С в течение 6 ч. Прогрев при температуре 40 °С в течение 16 ч*** Выдерживание в течение 27 сут при температуре –15 °С | 1 28 28+28** | 23,3 28,4 32,6 | 300 | 6 |

Примечания: * - испытания на морозостойкость по ГОСТ 10060.2 по 3-му методу; на водонепроницаемость – по ГОСТ 12730 по методу «мокрого пятна»; ** - последующее твердение в течение 28 сут в нормальных условиях; *** - включая подъем температуры от –12 °С до 40 °С в течение 8 ч

Таблица 3

| Наименование добавки и дозировка, % массы цемента | В/Ц | ОК, см | Условия выдерживания | Срок испытаний, сут | Прочность бетона на сжатие, МПа | Марка бетона по морозостойкости, F* | Марка бетона по водонепроницаемости, W* |
|---|------|--------|---|---------------------|---------------------------------|-------------------------------------|---|
| – | 0.67 | 13.0 | Нормальное хранение | 3 7 28 | 13.9 22.8 29.2 | 200 | 4 |
| | | | В естественных погодных условиях при колебаниях температуры от 0 °С до –15 °С | 7 28 28+28** | 8.3 20.5 31.6 | 500 | 18 |
| «С-3Р2» («Криопласт СП15-2») 2.0 | 0.53 | 12.5 | Твердение в нормальных условиях в течение 3 сут. Выдерживание в течение 25 сут при температуре –15 °С | 3 28 | 22.4 25.6 | – | – |
| | | | Выдерживание при температуре –15 °С в течение 16 ч. Прогрев при температуре 40 °С в течение 16 ч***. Выдерживание в течение 27 сут при температуре –15 °С | 1 28 28+28** | 24.1 26.3 34.1 | 400 | 12 |

Примечания: * - испытания на морозостойкость по ГОСТ 10060.2 по 3-му методу; на водонепроницаемость – по ГОСТ 12730 по методу «мокрого пятна»; ** - последующее твердение в течение 28 сут в нормальных условиях; *** - включая подъем температуры от –12 °С до 4 0 °С в течение 8 ч

поведение бетона и стальной арматуры, выполненные в НИИЖБе в 2004 г., показали, что при дозировках, указанных в табл. 1, добавки не являются коррозионно-активными компонентами бетона, не влияют на его защитные свойства по отношению к стальной арматуре и не вызывают ее коррозии.

Образование высолов на поверхности бетона может быть вызвано целым рядом факторов [4]. Высолообразование бетона и строительного раствора, содержащего в качестве добавок соли натрия, чаще всего связано с их миграцией из объема в направлении испаряющей поверхности и повышения концентрации солей при испарении воды до выделения твердых частиц. Этот процесс особенно активизируется при снижении растворимости солей при пониженных температурах. В наибольшей степени это проявляется при применении бетонов и кладочных растворов с добавками на основе нитрита или формиата натрия. В связи с этим перспективными противоморозными добавками являются вещества, которые характеризуются

повышенной растворимостью, в частности тиосульфат и роданид натрия. Кроме того, как было показано в [5], добавки на основе этих веществ снижают влагопотери из растворной или бетонной смеси в начальный период их твердения.

Из наших экспериментов, проведенных по методике ГОСТ 30459-2003, следует, что при дозировках добавок «Релаксол» и «С-3Р 2», указанных в табл. 1, высолообразование не происходит. На основании этого, а также опыта применения указанных добавок при возведении монолитных и каменных зданий в зимний период сделан вывод, что эти добавки по крайней мере не способствуют образованию высолов. В то же время их применение не всегда исключает образование высолов, вызванных другими факторами: повышенным содержанием щелочей в цементе, наличием загрязняющих примесей в заполнителе и т.п.

Высокую эффективность рассмотренных добавок подтверждают 10-летний опыт применения «Релаксола» в Украине и 5-летний опыт применения «Релаксола» и

«С-3Р 2» в России. Основу этих добавок составляют специально подготовленные продукты коксохимической отрасли. Они включают прошедшие многоступенчатую переработку и стабилизированные специально подобранными ПАВ промышленные смеси на основе балластных солей серочистки коксового газа и при необходимости модифицирующие компоненты. Все это возможно только в условиях специализированного производства.

В настоящее время в РФ «Релаксол» применяется по ТУ 5870-001-75215422-05 и поставляется в форме водного раствора 30-35 % -ной концентрации или в виде твердого продукта. Потребительские свойства этих двух отпусковых форм «Релаксола» одинаковы. «С-3Р 2» и «Криопласт СП15-2» выпускают в форме водного раствора по ТУ 5870-047-00369171-04 и ТУ 5870-009-58042865-05 соответственно.

Таким образом, комплексные добавки «Релаксол» и «С-3Р 2» обладают рядом ценных свойств и позволяют в значительной мере усовершенствовать технологию бетона при строительстве монолитных зданий и сооружений в зимнее время.

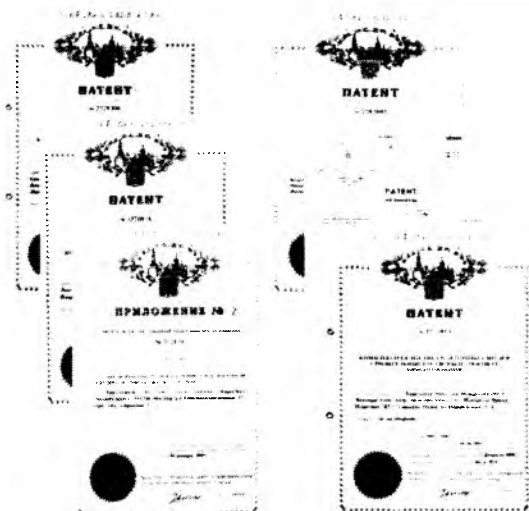
Библиографический список

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. – М.: 1998, 768 с.
2. Рамачандран В.С. Добавки-ускорители. // Добавки в бетон: Справочное пособие., под ред. Рамачандран В.С. – М.: Стройиздат, 1988, с. 38-85.
3. Башлыков Н.Ф., Вайнер А.Я. Химические аспекты влияния добавок тиосульфата и роданида натрия на цементные системы // Сб. докладов VI международной научно-практической конференции «Дни современного бетона». – Запорожье: 2004, с. 44-49.
4. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Противоморозные добавки // Добавки в бетон: Справочное пособие, под. ред. Рамачандран В.С. – М.: Стройиздат, 1988, с. 383-432.
5. Саницкий М.А., Марущак У.Д., Черемис М.М., Пристай В.А. Комплексные модификаторы для цементных систем на основе тиосульфата и роданида натрия. // Сборник научных трудов II Всероссийской (международной) конференции «Бетон и железобетон – пути развития». – М.: 2005, т. 6, с. 133-140.
6. Златковский О.А. Снижение опасности льдообразования при замораживании цементного камня химическими добавками. // Химические и минеральные добавки в бетон. – Харьков: издательство «Колорит», 2005, с. 187-195.



«ПолиРелакс» – независимая компания, длительное время работающая в области добавок для бетонов и строительных растворов, в состав которой входит аттестованная строительная лаборатория, оснащенная современным оборудованием.

Основные направления деятельности компании:



- Разработка и продвижение на строительный рынок новых добавок. Все разработки защищены патентами;
- Проведение исследований, промышленная апробация и постановка на производство;
- Техническое сопровождение применения добавок в строительстве и на предприятиях строиндустрии;
- Мониторинг современного рынка добавок;
- Изготовление и реализация добавок различного назначения;
- Разработка и оформление технических условий, технологических регламентов, санитарно-эпидемиологических заключений и паспортов безопасности добавок.

Компания реализует:

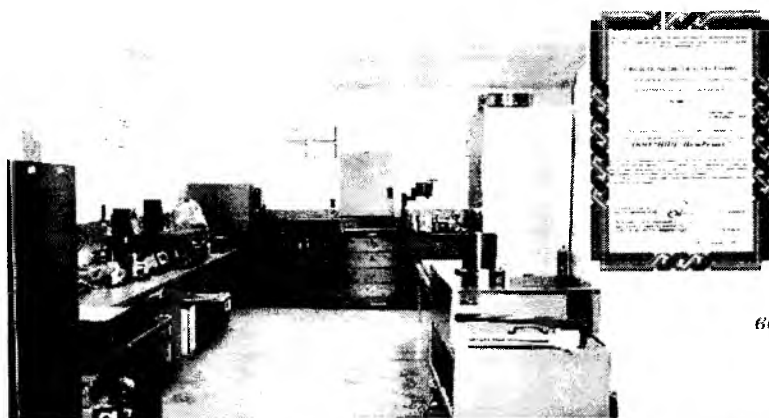
Эксклюзивные добавки

“Релаксол” - комплексная противоморозная добавка, ускоритель твердения бетона;

“С-ЗР” - суперпластификатор и ускоритель твердения;

“С-ЗР 2” - комплексная противоморозная добавка;

“ПТВ-10” - антивспениватель, эффективно снижает содержание воздуха в бетонной смеси при использовании суперпластификаторов, пластификаторов и других добавок.



А также:

Суперпластификатор С-3.

Пластификатор ЛСТ,

Противоморозные добавки:

- поташ;

- формиат натрия.

воздухововлекающие добавки СНВ и СДО-1,

пигменты и красители для бетона

А.В.БОРОВСКИХ, канд. техн. наук, проф. (МИКХиС)

Определение коэффициента податливости шва сдвига для железобетонной многопустотной панели перекрытия

Анализ имеющегося на сегодняшний день экспериментального материала, а также численное исследование с применением стандартных программ [1] показывают, что облегченная многопустотная железобетонная панель многосвязного поперечного сечения (рис. 1) работает как составной стержень.

Несмотря на то, что теория расчета составных стержней разработана (и в первую очередь благодаря известным работам А.Р. Ржаницина [2], И.Е. Милейковского [3]), на сегодняшний день она, как правило, требует решения сложных дифференциальных уравнений, что не всегда удобно для инженерной обзорности решений. С другой стороны, теория базируется во многом на рассмотрении упругого сопротивления конструкции. Поэтому внедрение в практику строительства облегченных железобетонных многопустотных панелей многосвязного поперечного сечения сдерживается в значительной мере отсутствием эффективных инженерных методов их расчета.

Построение эффективного инженерного расчета применительно к рассматриваемым конструкциям привлекательно потому, что в составной стержень, моделирующий рассматриваемую конструкцию, включают только два стержня (рис. 2).

Существует, однако, одна сложность, возникающая при расчете составных конструкций даже при упругой постановке. Она заключается в необходимости определения коэффициента податливости шва сдвига ξ . Для целого ряда конструкций определение числовых значений этого коэффициента является весьма сложной задачей даже при экспериментальном его определении, поскольку методика экспериментального определения ξ на сегодня практически отсутствует. Здесь сказываются в первую очередь сложности, связанные с эффектом Сен-Венана при местной передаче нагрузки

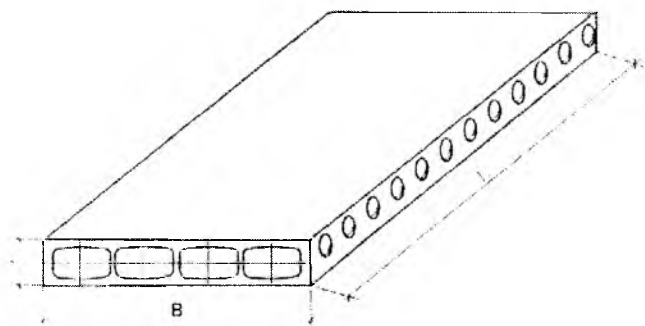


Рис. 1. Общий вид облегченной многопустотной железобетонной панели многосвязного поперечного сечения

в зоне контакта элементов составной конструкции. Численное определение коэффициента ξ применительно к облегченным железобетонным панелям многосвязного поперечного сечения также вызывает определенные сложности, связанные как с учетом особенностей конструирования, так и с возможностью появления трещин в ряде неучтенных зон, а также с не выявленными эффектами сопротивления железобетона.

При построении расчетных зависимостей инженерной методики представляется наиболее приемлемым определение коэффициента ξ через эксперименталь-

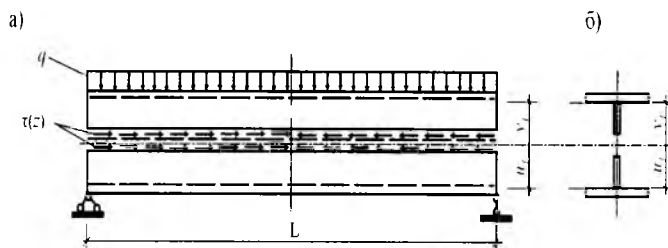


Рис. 2. Расчетная схема облегченной железобетонной панели многосвязного поперечного сечения как составного стержня (а) и поперечное сечение составного стержня (б) с расстояниями u_1 и V_1 до центральной оси нижнего и верхнего стержня

ный прогиб. Будем отыскивать зависимость $y(z)$ в виде

$$y(z) = -\delta_1 \cdot \sin \frac{\pi}{L} \cdot z \quad (1)$$

Неизвестный параметр определяем методом Ритца-Тимошенко. При этом потенциальная энергия деформации составного стержня может быть представлена в виде

$$U = \frac{\sum_{i=1}^2 B_i}{2} \cdot \int_0^L (y'')^2 dz, \quad (2)$$

где B_i - изгибные жесткости стержней, которые образуют составной стержень. С учетом (1), получим

$$U = \frac{\sum_{i=1}^2 B_i}{2} \cdot \frac{\pi^4}{L^3} \cdot \delta_1^2 \quad (3)$$

Работа, затрачиваемая внешними силами, примет вид

$$W = -g \int_0^L \delta_1 \cdot \sin \frac{\pi}{L} z dz = -2 \cdot g \cdot \delta_1 \cdot \frac{L}{\pi} \quad (4)$$

Тогда

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \delta_1} = \frac{\sum B_i \cdot \pi \cdot \delta_1}{4L^3} + 2g \frac{L}{\pi} = 0 \quad (5)$$

Здесь Π - потенциальная энергия системы, включающей составной стержень и приложенные к нему внешние силы.

Отсюда следует, что

$$\delta_1 = -\frac{4g \cdot L^4}{\pi^5 \cdot (B_1 + B_2)} \quad (6)$$

Как показывают численные исследования с применением вычислительного комплекса SCAD, распределение сдвигающих напряжений в шве рассматриваемого составного стержня достаточно строго может быть аппроксимировано следующим образом

$$\tau(z) = \xi \cdot \delta_2 \cdot \cos \frac{\pi}{L} \cdot z \leq \tau_{b,u} \quad (7)$$

Тогда зависимость для определения изгибающих моментов в первом и втором стержнях, входящих в составной стержень (см. рис. 2), примет вид

$$M_{z,1} = \frac{g}{2} \cdot (L \cdot z - z^2) \cdot \frac{B}{B_1 + B_2} - V_1 \cdot \int_0^z \tau(z) dz, \quad (8)$$

$$M_{z,2} = \frac{g}{2} \cdot (L \cdot z - z^2) \cdot \frac{B}{B_1 + B_2} - u_1 \cdot \int_0^z \tau(z) dz \quad (9)$$

Здесь V_i - расстояние от центра тяжести сечения i -го стержня до его верхней фибры; u_i - расстояние от центра тяжести сечения i -го стержня до его нижней фибры.

Введем обозначения

$$K_1 = \frac{B_1}{B_1 + B_2}; \quad K_2 = \frac{B_2}{B_1 + B_2} \quad (10)$$

В итоге после преобразований, с учетом введенных обозначений, получим

$$M_{z,1} = \frac{g}{2} \cdot (L \cdot z - z^2) - V_1 \cdot \xi \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi}{L} \cdot z; \quad (11)$$

$$M_{z,2} = \frac{g}{2} \cdot (L \cdot z - z^2) - u_1 \cdot \xi \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi}{L} \cdot z \quad (12)$$

Теперь выразим потенциальные энергии деформаций соответствующих стержней в виде

$$U_1 = \frac{1}{2B_1} \cdot \int_0^L M_{z,1}^2 \cdot dz, \quad (13)$$

$$U_2 = \frac{1}{2B_2} \cdot \int_0^L M_{z,2}^2 \cdot dz \quad (14)$$

Выполняя интегрирование, получим

$$U_1 = \frac{1}{4B_1} \cdot \left(\frac{K_1^2 \cdot g^2 \cdot L^3}{60} + V_1^2 \cdot \delta_2^2 \cdot \xi^2 \cdot \frac{L^3}{\pi^2} \right), \quad (15)$$

$$U_2 = \frac{1}{4B_2} \cdot \left(\frac{K_2^2 \cdot g^2 \cdot L^3}{60} + u_1^2 \cdot \delta_2^2 \cdot \xi^2 \cdot \frac{L^3}{\pi^2} \right). \quad (16)$$

Окончательно выражение для потенциальной энергии имеет вид

$$\begin{aligned} \Pi = U - W = & \frac{g^2 \cdot L^5}{60} \cdot \left(\frac{K_1^2}{4B_1} + \frac{K_2^2}{4B_2} \right) + \\ & + \delta_2^2 \cdot \xi^2 \cdot \frac{L^3}{\pi^2} \cdot \left(\frac{V_1^2}{4B_1} + \frac{u_1^2}{4B_2} \right) + 2g \cdot \delta_1 \frac{L}{\pi} \end{aligned} \quad (17)$$

Можно предположить, что два постоянных параметра δ_1 и δ_2 связаны между собой через масштабный коэффициент δ_3

$$\delta_1 = \delta_2 \cdot \delta_3. \quad (18)$$

Тогда

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \delta_2} = 2 \cdot \delta_2 \cdot \xi^2 \cdot \frac{L^3}{\pi^2} \cdot \left(\frac{V_1^2}{4B_1} + \frac{u_1^2}{4B_2} \right) + 2g \cdot \delta_3 \cdot \frac{L}{\pi} = 0 \quad (19)$$

Введем обозначение

$$\varphi = -\frac{g}{\xi^2 \cdot \frac{L^2}{\pi} \cdot \left(\frac{V_1^2}{4B_1} + \frac{u_1^2}{4B_2} \right)}. \quad (20)$$

Тогда из (19) следует, что

$$\delta_2 = \pm \sqrt{\delta_1 \cdot \varphi} \quad (21)$$

Таким образом, получена относительно простая инженерная зависимость для определения сдвигающих напряжений в шве составного стержня (см. формулу (7)) и на энергетической основе определен параметр δ_2 , входящий в эту зависимость.

Для определения коэффициента податливости шва ξ воспользуемся известной зависимостью для составных стержней [2]

$$\sum_{i=1}^n EJy'' = \sum_{i=1}^n T_i W_i - M_0, \quad (22)$$

где W_i - расстояние между центрами тяжести сечений двух смежных стержней, разделенных i -м швом.

Расстояние W_i определяется по формуле

$$W_i = V_i + u_i \quad (23)$$

Тогда с учетом изложенного, применительно к рассматриваемым конструкциям, получим

$$\begin{aligned} & -(B_1 + B_2) \cdot \left(\frac{\pi^2}{L^2} \cdot y \right) = \\ & = (V_1 + u_1) \cdot \int_0^z \xi \cdot \delta_2 \cdot \cos \frac{\pi}{L} \cdot z dz - \frac{g}{2} (L \cdot z - z^2) \end{aligned} \quad (24)$$

Выполняя интегрирование и принимая во внимание, что экспериментальный прогиб определяется в ряде сечений, в том числе и при $z=0,5L$, получим

$$\xi = \frac{\frac{1}{8} \cdot g \cdot L^2 - \frac{\pi^2}{L^2} \cdot y_{\text{exp}} \cdot (B_1 + B_2)}{W_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{\pi}} \quad (25)$$

Анализ экспериментального материала показывает, что экспериментальный прогиб y_{exp} может быть определен по приближенной зависимости

$$y_{\text{exp}} = \delta \cdot y, \quad (26)$$

где δ - опытный коэффициент, который для рассматриваемого типа панелей равен 1.25; y - прогиб, определенный расчетным путем для облегченной панели, принимая ее в виде монолитного железобетонного стержня.

В вышеприведенных формулах изгибные жесткости B_1 и B_2 принимаются: на начальной ступени нагружения равными EI_1 и EI_2 по заданным сечениям и ар-

мированию элементов; на ступени нагружения, предшествующей образованию трещин, – соответственно $0,85 EI_1$ и $0,85 EI_2$.

На ступени после образования трещин указанные жесткости определяют для элементов с трещинами с использованием деформационных моделей железобетона.

Библиографический список

1. Колчунов В.И., Панченко Л.А. Расчет составных тонкостенных конструкций. Изд-во "Ассоциации строительных вузов". М., 1999, 280 с.
2. Ржаницын А.Р. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – № 1. – с. 16-18.
3. Милейковский И.Е., Колчунов В.И., Оськов А.И. Расчет железобетонных складчатых покрытий с учетом деформаций сдвига и трещин // Расчет строительных конструкций и сооружений. М., 1983, с. 24-39.

С.Н.КАРПЕНКО, канд. техн. наук (НИИСФ РААСН)

Об общем подходе к построению теории прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

В [2] рассмотрен новый подход к построению критериев прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил, основанный на выявленных закономерностях изменения напряжений в арматуре и бетоне в полосах бетона между трещинами и над трещинами. Из такого рассмотрения, при некоторых дополнительных условиях, следует полная система критериев оценки прочности элементов при совместном действии поперечных сил и моментов. Для упрощения расчетов рядом расположенные трещины принимались параллельными, и силы зацепления в них усреднялись. Представим более общий подход, лишенный указанных упрощений.

Следует отметить, что модели железобетонной полосы между наклонными трещинами широко используются при построении каркасно-стержневых теорий прочности коротких железобетонных элементов. Обстоятельное рассмотрение таких моделей дано в [3]. В данном подходе вместо каркасно-стержневой модели используется модель условно сплошного тела, включающего три элемента: наклонные полосы, сжатую зону над ними и условия на контуре (на берегах трещин) стыкуемых полос.

Как и в [1], выделим в стадии, близкой к разрушению, элемент полосы, расположенный между наклонными трещинами T_1 и T_2 , и рассмотрим ее напряженное состояние совместно с прилегающим к полосе

вертикальным элементом бетона сжатой зоны над трещинами (рис. 1, а, где: HP – наклонная полоса, h_0 – полезная высота сечения, x – высота сжатой зоны, l_{cr} – расстояние между трещинами в месте примыкания HP к сжатой зоне, p – равномерная нагрузка на отрезке l_{cr}). Поперечные силы Q_1 , Q_2 и моменты M_1 , M_2 , воспринимаемые наклонными сечениями, равны поперечным силам и моментам в нормальных сечениях, проходящих через вершины наклонных трещин соответственно T_1 и T_2 .

Расчетная схема усилий в трещинах T_1 и T_2 (условно в трещинах T_i , $i = 1, 2$) показана на рис. 1, б, где N_{si} – нормальное усилие в нижней растянутой арматуре в трещине T_1 , ($i = 1$), или трещине T_2 , ($i = 2$) ($N_{si} = A_s \sigma_{si}$, где A_s – площадь нижней арматуры, σ_{si} – нормальные напряжения в нижней арматуре; в момент разрушения $\sigma_{si} \leq R_s$); Q_{si} – касательные усилия в нижней растянутой арматуре; N_{sw} – нормальное усилие в двух вертикальных ветвях замкнутого хомута ($N_{sw} = \sigma_{sw} A_{sw}$, где σ_{sw} – напряжение, A_{sw} – площадь двух вертикальных ветвей хомута; в момент разрушения $\sigma_{sw} = R_{sw}$); n_{qi} – средние по длине наклонной трещины погонные касательные силы сопротивления сдвигу берегов трещины (условно силы сдвига, $n_{qi} = \tau_{qi} b$, где τ_{qi} – средние напряжения сдвига, b – толщина элемента); N_{bi} – нормальные усилия в бетоне сжатой зоны (при прямоугольной эпюре нормальных

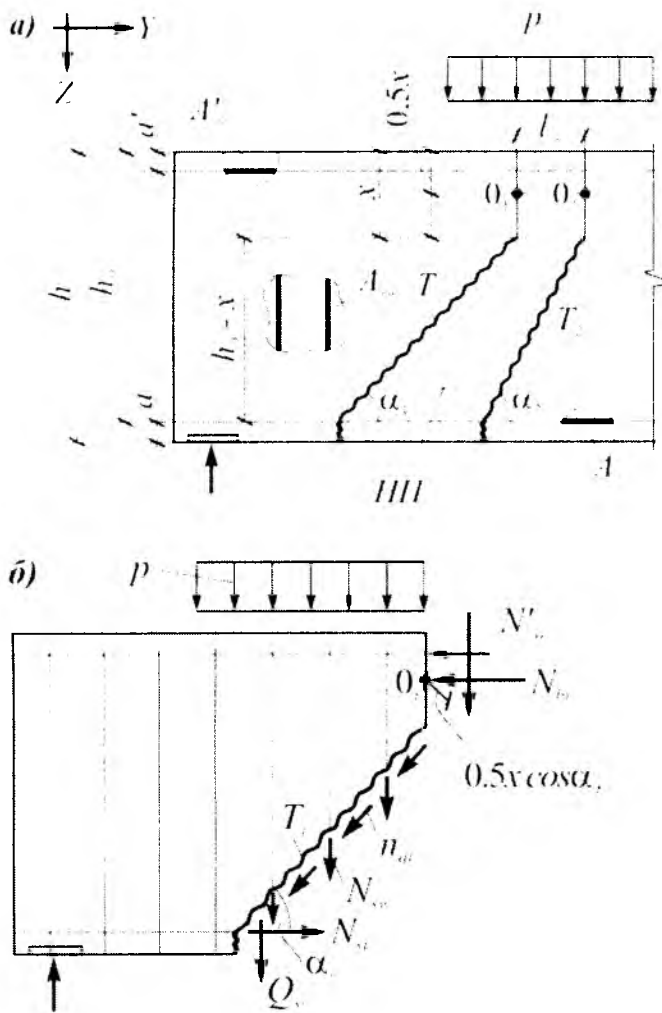


Рис. 1. Общая расчетная полоса бетона (НП) между наклонными трещинами T_1 и T_2 с различными углами наклона α_1 и α_2 (а); (б) схема усилий в наклонной трещине T_i ($i = 1, 2$)

напряжений σ_{hvi} ; в момент разрушения $\sigma_{hvi} \leq R_b$; Q_{bi} - касательные усилия в бетоне сжатой зоны; N_{si} - нормальные усилия в арматуре сжатой зоны ($N_{si} = A_s \sigma_{si}$; где A_s - площадь сжатой арматуры, σ_{si} - напряжения в сжатой арматуре, в момент разрушения $\sigma_{si} \leq R_{si}$).

Полагаем, что поперечные стержни расположены часто, поэтому вместо сосредоточенных усилий в поперечных стержнях можно ввести их распределенную эквиваленту:

$$q_{sw} = N_{sw} / S_w, \quad (1)$$

где S_w - шаг поперечных стержней.

Для каждого элемента с наклонным сечением T_1 и T_2 (рис. 1б) составляется по три уравнения равновесия: уравнения проекций сил на вертикальную (Z) и горизонтальную (Y) оси и уравнение моментов этих сил (традиционно составляется относительно центра тяжести бетона сжатой зоны - точек O_1 и O_2).

Указанные уравнения равновесия элемента записываются в виде

$$Q_{bi} + q_{sw}(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i + n_{qi}(h_0 - x) + Q_{si} = Q_i; \quad (2)$$

$$N_{si} - N_{bi} - N'_{si} - n_{qi}(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i = 0; \quad (3)$$

$$N_{si}(h_0 - 0,5x) + 0,5q_{sw}(h_0 - x)^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha_i - 0,5n_{qi}x(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i + Q_{si}(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i + N'_{si}(0,5x - a') = M_i, \quad (i = 1, 2). \quad (4)$$

Вместо (4) можно использовать комбинацию уравнений (3) и (4), подставив в (4) значение N_{si} из (3), в результате:

$$N_{bi}(h_0 - 0,5x) + N'_{si}(h_0 - a') + 0,5q_{sw}(h_0 - x)^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha_i + n_{qi}(h_0 - x)^2 \operatorname{ctg} \alpha_i + Q_{si}(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i = M_i, \quad (i = 1, 2). \quad (5)$$

В уравнениях (2) - (5)

$$M_2 = M_1 + Q_1 l_{cr} - pl_{cr}^2 / 2, \quad (6)$$

$$Q_2 = Q_1 - pl_{cr} \quad (7)$$

(учитывая, что на уровне сжатой зоны расстояние между трещинами l_{cr} мало, величинами pl_{cr}^2 можно, в принципе, пренебрегать).

Вычитая из правых и левых частей уравнений (2) и (4), записанных для сечения T_2 ($i = 2$), аналогичные составляющие указанных уравнений, записанных для сечений T_1 ($i = 1$), находим

$$(Q_{b2} - Q_{b1}) + q_{sw}(h_0 - x)(\operatorname{ctg} \alpha_2 - \operatorname{ctg} \alpha_1) + (n_{q2} - n_{q1})(h_0 - x) + (Q_{s2} - Q_{s1}) = Q_2 - Q_1; \quad (8)$$

$$(N_{s2} - N_{s1}) - (N_{b2} - N_{b1}) - (N'_{s2} - N'_{s1}) - (n_{q2} \operatorname{ctg} \alpha_2 - n_{q1} \operatorname{ctg} \alpha_1)(h_0 - x) = 0; \quad (9)$$

$$(N_{s2} - N_{s1})(h_0 - 0,5x) + 0,5q_{sw}(h_0 - x)^2(\operatorname{ctg}^2 \alpha_2 - \operatorname{ctg}^2 \alpha_1) - 0,5x(n_{q2} \operatorname{ctg} \alpha_2 - n_{q1} \operatorname{ctg} \alpha_1)(h_0 - x) + (Q_{s2} \operatorname{ctg} \alpha_2 - Q_{s1} \operatorname{ctg} \alpha_1)(h_0 - x) + (N'_{s2} - N'_{s1})(0,5x - a') = M_2 - M_1. \quad (10)$$

Аналогичным образом записывается также разность уравнений (5)

$$(N_{b2} - N_{b1})(h_0 - 0,5x) + (N'_{s2} - N'_{s1})(h_0 - a') + 0,5q_{sw}(h_0 - x)^2(\operatorname{ctg}^2 \alpha_2 - \operatorname{ctg}^2 \alpha_1) + (n_{q2} \operatorname{ctg} \alpha_2 - n_{q1} \operatorname{ctg} \alpha_1)(h_0 - x)^2 + (Q_{s2} \operatorname{ctg} \alpha_2 - Q_{s1} \operatorname{ctg} \alpha_1)(h_0 - x) = M_2 - M_1. \quad (11)$$

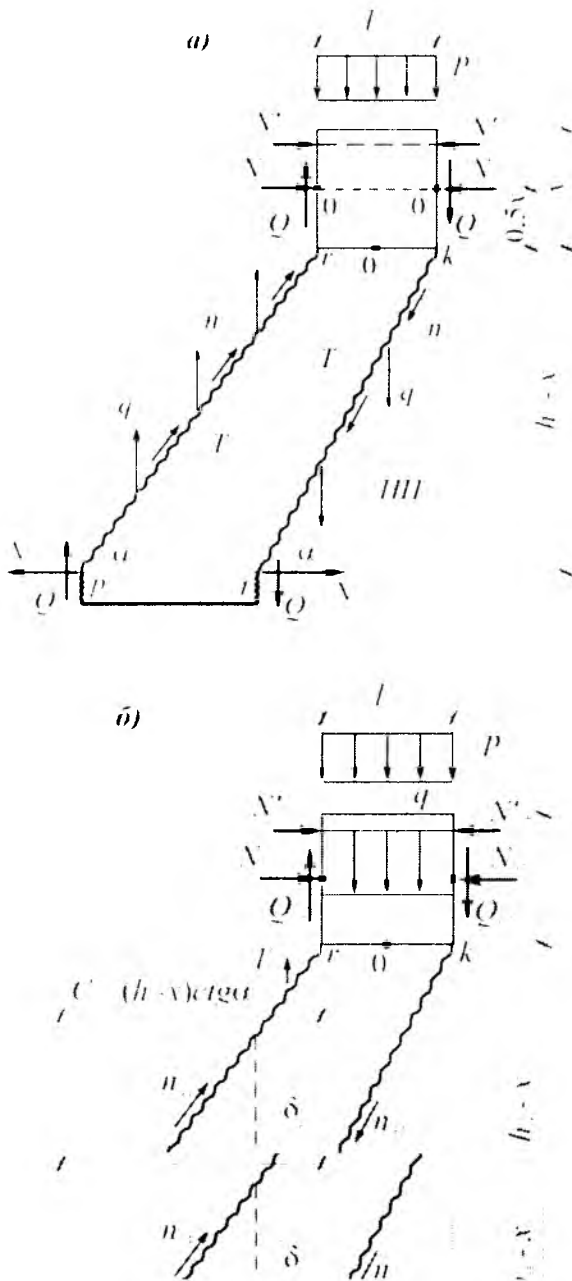


Рис. 2. Усилия, действующие на наклонную полосу (НП) между трещинами

а – общая схема; б – расчетная схема с переносом усилий в хомутах на уровень продольной арматуры A_s' и A_s (здесь 1° – усилия в хомутах, которые на отрезке δ взаимно уравновешиваются и не влияют на общие уравнения равновесия)

Окончательные зависимости можно несколько упростить, полагая $N_{s2} \approx N_{s1}$.

Уравнения (8) – (11) характеризуют условия равновесия сил, приложенных к выделенной на схеме (рис. 2, а) полосе (НП) между трещинами T_1 и T_2 . Эти уравнения не изменятся, если пренебречь в рассматриваемой предельной стадии некоторым сцеплением поперечной арматуры с бетоном и схему рис. 2, а заменить более наглядной схемой рис. 2, б с переносом усилий q_{sw} на уровень анкеровки поперечных замкнутых хомутов за нижнюю продольную арматуру (кстати,

ясно, что без такой анкеровки эффективность поперечной арматуры будет весьма мала). В расчетных схемах q_{sw} переносится на линии укладки продольной арматуры.

Обозначим C_1, C_2 – соответственно проекции длин наклонных трещин T_1 и T_2 на горизонтальную плоскость, где

$$C_1 = (h_0 - x)ctg\alpha_1; C_2 = (h_0 - x)ctg\alpha_2. \quad (12)$$

Расстояние между трещинами на уровне rk – присоединения полос к сжатой зоне над трещинами $l_{rk} = l_{cr}$. На уровне нижней растянутой арматуры это расстояние при $\alpha_1 \neq \alpha_2$ будет иным и составит (рис. 2, б)

$$l_{pt} = C_1 - C_2 + l_{cr} = (h_0 - x)(ctg\alpha_1 - ctg\alpha_2) + l_{cr}. \quad (13)$$

Усилия в хомутах на уровне нижней арматуры прикладываются на отрезке l_{pt} (рис. 2, б). При этом в области δ усилия в поперечных стержнях взаимно уравновешиваются в трещинах T_1 и T_2 (1° на рис. 2, б) и не влияют на общие уравнения равновесия (рис. 2, б).

Перейдем к определению напряжений на линии rk (линии стыковки полосы между трещинами с сжатой зоной), используя схемы, представленные на рис. 3, а, б.

Определим средние касательные напряжения τ_{bzy} и средние нормальные σ_{bz} , а также моменты M_z , действующие в сечении rk (рис. 3, а).

Средние касательные напряжения τ_{bzy} , действующие на линии rk , будут определяться из уравнения проекции сил на горизонтальную ось Y (рис. 3, а):

$$\tau_{bzy} b l_{cr} - (N_{s2} - N_{s1}) + (n_{q2} ctg\alpha_2 - n_{q1} ctg\alpha_1)(h_0 - x) = 0 \quad (14)$$

Подставляя значение $(N_{s2} - N_{s1})$ из (10) в (14), находим

$$\tau_{bzy} b \cdot l_{cr} = \frac{M_2 - M_1}{(h_0 - 0,5x)} + \Delta_\tau, \quad (15)$$

где

$$\begin{aligned} \Delta_\tau = & -\frac{(h_0 - x)}{(h_0 - 0,5x)} [(n_{q2} ctg\alpha_2 - n_{q1} ctg\alpha_1)(h_0 - x) + \\ & + Q_{s2} ctg\alpha_2 - Q_{s1} ctg\alpha_1 + \\ & + 0,5q_{sw} (h_0 - x)(ctg^2\alpha_2 - ctg^2\alpha_1)], \end{aligned} \quad (16)$$

Проецируя все силы, приложенные к элементам на рис. 3, а, на вертикальную ось Z , приходим к следующему уравнению (здесь и ниже сжимающие напряжения σ_{bz} приняты за положительные):

$$\sigma_{bz} b l_{cr} - q_{sw} l_{pt} + (n_{q2} - n_{q1})(h_0 - x) + Q_{s2} - Q_{s1} = 0,$$

откуда, учитывая (13),

$$\sigma_{bz} b l_{cr} = q_{sw} [(h_0 - x)(ctg\alpha_1 - ctg\alpha_2) + l_{cr}] -$$

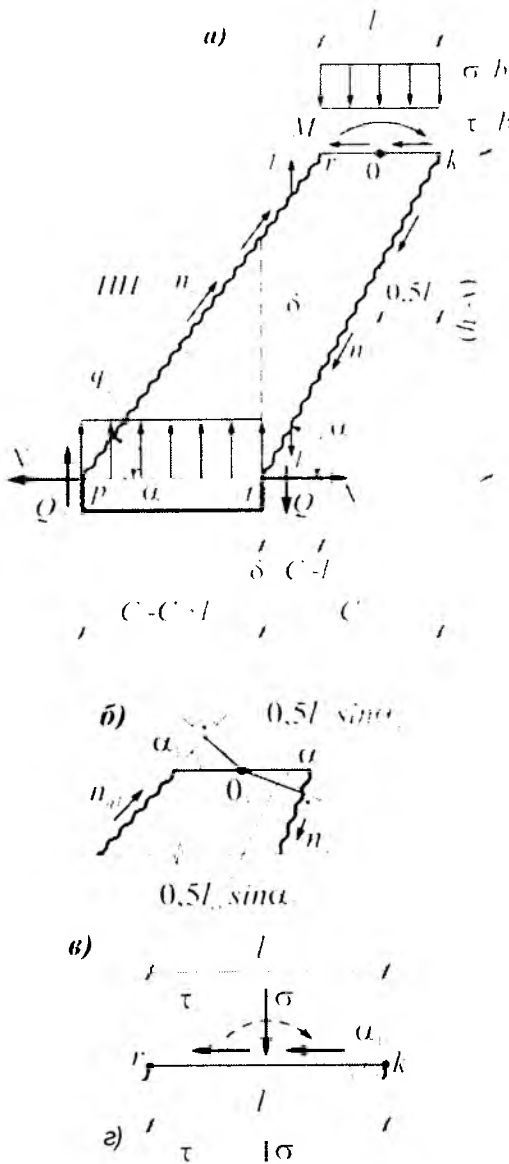


Рис. 3. К определению напряжений в бетоне по линии гк (линии стыковки полосы между трещинами с бетоном сжатой зоны на а) и линиям rd и re, нормальным и T₁ и T₂ (на в) и г); б – к определению моментов относительно точки O₃ от действия сил сдвига n_{q1} и n_{q2}

$$-(n_{q2} - n_{q1})(h_0 - x) - Q_{s2} + Q_{s1}. \quad (17)$$

Составляя уравнение моментов всех сил, приложенных к полосе, представленной на рис.3, а, б, относительно точки O₃ получаем

$$\begin{aligned} M_Z = & (N_{s2} - N_{s1})(h_0 - x) - 0,5l_{cr}(n_{q2} + n_{q1})(h_0 - x) + \\ & + (Q_{s2}ctg\alpha_2 - Q_{s1}ctg\alpha_1)(h_0 - x) - 0,5l_{cr}(Q_{s1} + Q_{s2}) - \\ & - 0,5q_{sw}(ctg^2\alpha_1 - ctg^2\alpha_2)(h_0 - x)^2 - \\ & - 0,5q_{sw}l_{cr}(ctg\alpha_1 + ctg\alpha_2)(h_0 - x), \end{aligned} \quad (18)$$

Подстановка в (18) значения (N_{s2} - N_{s1}) из (10) приводит к следующей зависимости:

$$\begin{aligned} M_Z = & \frac{h_0 - x}{h_0 - 0,5x} [(M_2 - M_1) + 0,5x(h_0 - x)(n_{q2}ctg\alpha_2 - n_{q1}ctg\alpha_1) - \\ & - 0,5(n_{q1} + n_{q2})l_{cr}(h_0 - 0,5x) + 0,5q_{sw}x(h_0 - x)(ctg^2\alpha_2 - ctg^2\alpha_1) - \\ & - 0,5q_{sw}l_{cr}(h_0 - 0,5x)(ctg\alpha_1 + ctg\alpha_2) + 0,5x(Q_{s2}ctg\alpha_2 - Q_{s1}ctg\alpha_1) - \\ & - (N_{s2} - N_{s1})(0,5x - a') - 0,5(Q_{s1} + Q_{s2})l_{cr} \frac{h_0 - 0,5x}{h_0 - x}]; \end{aligned} \quad (19)$$

При малых величинах x подчеркнутыми членами можно пренебречь, полагая

$$\begin{aligned} M_Z = & \frac{(h_0 - x)(M_2 - M_1)}{h_0 - 0,5x} - 0,5(n_{q1} + n_{q2})l_{cr}(h_0 - x) - \\ & - 0,5q_{sw}l_{cr}(h_0 - x)(ctg\alpha_1 + ctg\alpha_2) - 0,5(Q_{s2} + Q_{s1})l_{cr}; \end{aligned} \quad (20)$$

Перейдем к рассмотрению усилий, приложенных к бетону сжатой зоны (рис.4, а). Вначале определим напряжения σ_{bz} , действующие по линии rk от двух факторов: усилий в хомутах (q_{sw}) и внешней нагрузки p. Напряжения от обжатия хомутами равны q_{sw} / b. Из теории упругости известно [4], что по высоте балки напряжения от p распределяются по закону кубической параболы (рис. 4, б). Этот график можно аппроксимировать приближенной линейной зависимостью, при этом на отрезке 0 ≤ x ≤ 0,5h погрешность составит в среднем 6%. В результате по линии rk напряжения σ_{bz} в бетоне будут равны

$$\sigma_{bz} \approx \frac{q_{sw}}{b} + p \frac{(h_0 - x)}{bh_0}. \quad (21)$$

Внося (21) в (17), приходим к дополнительной зависимости, связывающей усилия в области с трещинами с нагрузкой p:

$$\begin{aligned} p \frac{(h_0 - x)}{h_0} l_{cr} = & q_{sw} [(h_0 - x)(ctg\alpha_1 - ctg\alpha_2)] - \\ & - (n_{q2} - n_{q1})(h_0 - x) - (Q_{s2} - Q_{s1}); \end{aligned} \quad (22)$$

Приравнивая нулю сумму проекций всех сил, приложенных к элементу сжатой зоны (рис. 4, а) на оси Z, и учитывая (21), получаем:

$$Q_{b2} - Q_{b1} + \frac{px}{h_0} l_{cr} \approx 0, \quad (23)$$

Аналогичная сумма проекций всех сил, приложенных к элементу сжатой зоны (рис. 4, а) на горизонтальную ось Y, приводит (учитывая (15)) к зависимости (11).

Определяя сумму моментов сил, приложенных к элементу сжатой зоны на рис. 4, а относительно точки O₂, и приравнивая её нулю, находим:

$$Q_{b1} = 0,5\tau_{bzy}bx + \frac{M_Z}{l_{cr}} + \frac{pl_{cr}x}{2h_0}. \quad (24)$$

Подставляя в (24) значение τ_{bzy} из (15), предварительно выразив (M₂ - M₁) через Q₁ и p на основании (6), приходим к зависимости

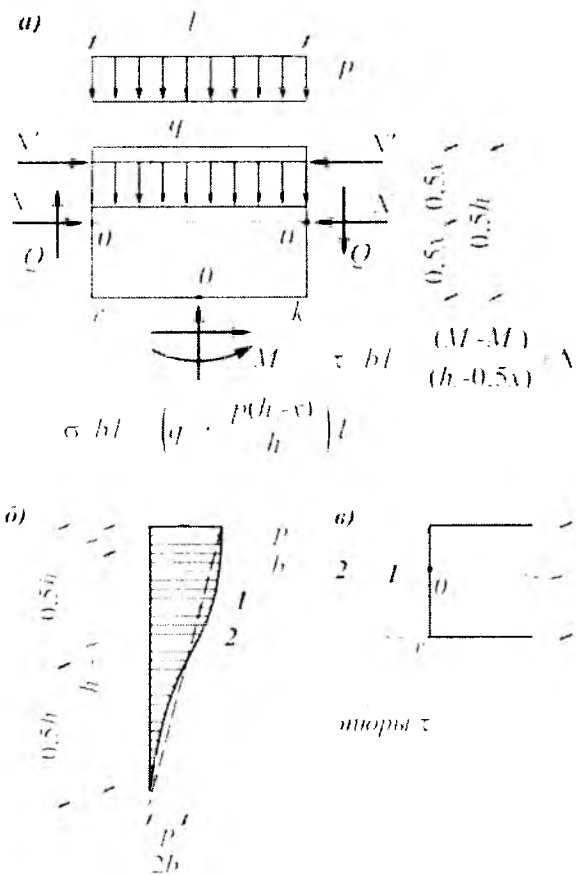


Рис. 4. Расчетная схема усилий сжатой зоны

$$Q_{b1} = \frac{0,5xQ_1}{(h_0 - 0,5x)} + \frac{\Delta_r x}{2l_{cr}} + \frac{M_Z}{l_{cr}} + \frac{pl_{cr} x(h_0 - x)}{4h_0(h_0 - 0,5x)} \quad (25)$$

Заменяя в (25) Q_{b1} значением Q_{b2} из (23) и учитывая, что, согласно (7), $Q_1 = Q_2 + pl_{cr}$, получаем

$$Q_{b2} = \frac{0,5xQ_2}{(h_0 - 0,5x)} + \frac{\Delta_r x}{2l_{cr}} + \frac{M_Z}{l_{cr}} - \frac{pl_{cr} x(h_0 - x)}{4h_0(h_0 - 0,5x)} \quad (26)$$

Подстановка (25), (26) в (2), (3) приводит к общим условиям прочности элемента на действие поперечных сил Q_i ($i = 1, 2$) соответственно по трещинам T_1 ($i = 1$) и T_2 ($i = 2$):

$$Q_i \leq q_{sw}(h_0 - x) \operatorname{ctg} \alpha_i + n_{qi}(h_0 - x) + Q_{si} + \frac{0,5xQ_i}{(h_0 - 0,5x)} + \frac{\Delta_r x}{2l_{cr}} + \frac{M_Z}{l_{cr}} \pm \frac{pl_{cr} x(h_0 - x)}{4h_0(h_0 - 0,5x)} \quad (27)$$

(где знак $\langle + \rangle$ принимается при $i=1$ и $\langle - \rangle$ при $i=2$). Общая запись в виде (27) является громоздкой и неудобной для практического использования. Её можно упростить, рассматривая физический смысл величин, входящих в (24). Так, рассматривая (24) при $M_Z = 0$, $\Delta_r = 0$ и $p = 0$, можно заметить, что τ_{bzy} по высоте x распределяются по треугольному закону (рис. 4, в, линия 1), при этом 0,5 – коэффициент полно-

ты треугольной эпюры касательных напряжений по высоте x ($\omega = 0,5$). Этот физический смысл коэффициент 0,5 сохраняет также в зависимости (25) и (26). При $M_Z \neq 0$ происходит “наполнение” эпюры касательных напряжений по высоте x (рис. 4, в, линия 2). При этом $\omega > 0,5$. Несколько изменяют значения τ_{bzy} на высоте x также другие члены, содержащие Δ_r и p . Эти факторы можно учесть, записав вместо (24) и (25)

$$Q_{bi} = \frac{x\omega_i Q_i}{(h_0 - 0,5x)}, \quad (i = 1, 2). \quad (28)$$

При этом для ω_i может быть принята зависимость вида:

$$\omega_i = \frac{(h_0 - 0,5x)(\beta_i h_0 - h_0 + x)}{\beta_i h_0 x}, \quad (29)$$

где β_i – некоторый параметр, который находится из анализа компонент, входящих в формулы (25) и (26); предварительные исследования показывают, что $\beta_i \geq 1$, при этом $\beta_1 = \beta_2$.

Подстановка (28), (29) в (2) приводит к следующему условию прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил:

$$Q_i \leq \left(q_{sw} \operatorname{ctg} \alpha_i + n_{qi} + \frac{Q_{si}}{h_0 - x} \right) \beta_i h_0, \quad (30)$$

где значения n_{qi} и Q_{si} могут определяться по формулам работ [1, 2]; здесь, учитывая небольшое влияние Q_{si} , можно принимать $h_0 - x \approx 0,9h_0$. Так, согласно [1, 2], в трещинах разрушения при $\alpha_i \leq 75^\circ$

$$n_{qi} \approx R_{bt} b (k_1 + k_2 \operatorname{tg}^e \alpha_i) \quad (31)$$

где средние значения n_{qi} для элементов с хомутами описываются при $k_1 \approx 0,5$; $k_2 \approx 1,5$; $e \approx 1,5$; применительно к элементам без хомутов $k_1 \approx 0,5$; $k_2 \approx 0,75$; $e \approx 1,5$. В [1, 2] также приведены формулы по определению α_i .

Сопоставляя зависимости (27), (30) с аналогичной зависимостью М.С.Боришанского - А.С.Залесова [5], можно указать на три отличия: 1) в (27), (30) непосредственно входят силы сдвига n_{qi} и касательные силы в продольной растянутой арматуре Q_{si} ; 2) в (27), (30) не входят усилия Q_{bi} , поскольку они выражаются через Q_i и остальные компоненты напряженного состояния (q_{sw} , n_{qi} и Q_{si}); 3) в (27), (30) дополнительно учитывается влияние на прочность моментов M_Z в полосах и разных углов наклона трещин (α_i).

Переход от формул (25), (26) к формулам (28), (29) осуществляется через параметры ω_i и β_i , характеризующие “наполнение” эпюры касательных напряжений τ_{bzy} по высоте бетона сжатой зоны. Вклад в это наполнение вносят величины M_Z , Δ_r и p . Представим методику анализа их влияния.

Рассмотрим сечение бетона rk на уровне стыковой полосы со сжатой зоной. Высота сечения rk составляет l_{cr} , а площадь $l_{cr} \cdot b$. Согласно [6], ядровый момент в этом сечении (M_r) не должен превышать момент трещинообразования (M_{crc}):

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (32)$$

$$\text{Здесь } M_r = M_Z - \sigma_{bz} l_{cr} b \cdot r; M_{crc} \approx \gamma_{bt} l_{cr}^2 b / 6, \quad (33)$$

где r – ядровое расстояние ($r = l_{cr}/6$); γ_{bt} – коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций на форму эпюры растянутой зоны бетона ($\gamma_{bt} \approx 1,75$).

Коэффициент $\gamma_{bt} = 1,75$ применяется для сечений, где $\tau_{bzy} = 0$. В нашем случае τ_{bzy} влияет на главные напряжения и на трещиностойкость. Приблизительно этот фактор можно учесть, снижая значение γ_{bt} (в первом приближении $\gamma_{bt} \approx 1,2$). В формулу (33) растягивающие напряжения σ_{bz} вводятся со знаком минус. Кроме этого, при $\sigma_{bz} > 0,6R_{b,ser}$ ядровое расстояние r , согласно [6], корректируется путем умножения на понижающий коэффициент φ ($1 \geq \varphi \geq 0,7$).

Определим еще средние напряжения на площадке rd , нормальной к трещине T_1 (рис. 3, в), и площадке re , нормальной к трещине T_2 (рис. 3, з). Рассмотрим треугольный элемент rkd (рис. 3, в). Длины граней rd и kd соответственно равны $l_{rd} = l_{cr} \sin \alpha_1$, $l_{kd} = l_{cr} \cos \alpha_1$. Проецируя силы, приложенные к треугольному элементу rkd на оси n и t , соответственно нормальные и касательные к наклонной площадке rd , находим

$$\begin{aligned} \sigma_{bt1} l_{cr} \sin \alpha_1 - \sigma_{bz} l_{cr} b \sin \alpha_1 - \\ - \tau_{bzy} l_{cr} \cos \alpha_1 - n_{q1} l_{cr} \cos \alpha_1 = 0; \\ \tau_{bnt1} l_{cr} \sin \alpha_1 + \sigma_{bz} l_{cr} b \cos \alpha_1 - \tau_{bzy} l_{cr} \sin \alpha_1 = 0. \end{aligned} \quad (34)$$

Аналогичным образом составляются уравнения равновесия для элемента, представленного на рис. 3, г. Формально они следуют из (34) путем замены индекса 1 на индекс 2.

В результате для обоих случаев из (34) следует

$$\begin{aligned} \sigma_{btj} = \sigma_{bz} + \tau_{bzy} \operatorname{ctg} \alpha_j + n_{qj} \operatorname{ctg} \alpha_j; \\ \tau_{bntj} = \tau_{bzy} - \sigma_{bz} \operatorname{ctg} \alpha_j, \quad (j = 1, 2). \end{aligned} \quad (35)$$

Подстановка в (35) значений σ_{bz} и τ_{bzy} из (21) и (15) приводит, с учетом (6), к окончательным зависимостям по определению напряжений в полосе у трещины T_1 ($j = 1$) и трещины T_2 ($j = 2$).

$$\begin{aligned} \sigma_{btj} = \frac{q_{sw}}{b} + \rho \frac{(h_0 - x)}{bh_0} + \frac{(Q_1 - 0,5pl_{cr}) \operatorname{ctg} \alpha_j}{b(h_0 - 0,5x)} + \\ + n_{qj} \operatorname{ctg} \alpha_j + \frac{\Delta_r \operatorname{ctg} \alpha_j}{l_{cr} b}; \end{aligned} \quad (36)$$

$$\begin{aligned} \tau_{bntj} = \frac{(Q_1 - 0,5pl_{cr})}{b(h_0 - 0,5x)} + \frac{\Delta_r}{l_{cr} b} - \\ - \left(\frac{q_{sw}}{b} + \frac{\rho(h_0 - x)}{bh_0} \right) \operatorname{ctg} \alpha_j; \quad (j = 1, 2). \end{aligned} \quad (37)$$

(при $j = 2$, учитывая (7), следует Q_1 заменить на Q_2 и $-0,5pl_{cr}$ на $+0,5pl_{cr}$).

Представленные зависимости позволяют определить все напряжения в полосе у линии rk ($\sigma_{btj}, \tau_{bntj}, n_{qj}$, при этом $\sigma_{bnj} \approx 0$) в функции от поперечных сил и других величин. Значения этих напряже-

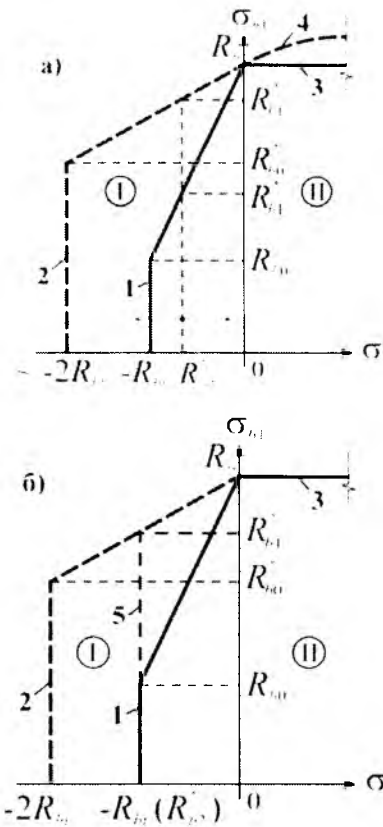


Рис. 5. Критерий прочности бетона сжатой зоны в условиях плоского напряженного состояния "сжатие-растяжение" (I) и "сжатие-сжатие" (II)

ний используются для проверки прочности полос по критерию [1].

Установим зависимость по определению высоты сжатой зоны x . Напряженное состояние сжатой зоны характеризуется напряжениями σ_{byi} , σ_{bz} и τ_{bzy} , где σ_{byi} – среднее нормальное напряжение по высоте сжатой зоны над трещиной T_1 ($i = 1$) и T_2 ($i = 2$)

$$\sigma_{byi} = N_{bi} / x, \quad (i = 1, 2), \quad (38)$$

здесь значения N_{bi} определяются по формуле (5).

Для определения высоты сжатой x зоны удобно использовать инвариантную зависимость вида

$$\sigma_{bz} + \sigma_{byi} = R_b^* + R_{bt}^*, \quad (39)$$

где R_b^* и R_{bt}^* – главные напряжения σ_1 и σ_2 , которые соответствуют выходу их на поверхность прочности (для плоского напряженного состояния – на линию прочности, рис.5). При этом из двух значений x (при $i = 1$ и $i = 2$) в расчет вводится большее. Подставляя в (39) значения σ_{bz} и N_{bi} из (21) и (5), приходим к квадратному уравнению по определению x . Поскольку значения R_b^* и R_{bt}^* заранее не известны, то задача решается последовательными приближениями. В первом приближении $R_b^* = R_b$, $R_{bt}^* = R_{bt}$. Остановимся на особенностях критерия прочности бетона сжатой зоны.

В случае отсутствия хомутов (при $\sigma_{bz} = 0$) в условно сжатой зоне реализуется напряженное состо-

яние "сжатие-растяжение", где σ_1 – главные сжимающие напряжения (они здесь приняты за положительные), σ_2 – главные растягивающие напряжения (которые приняты за отрицательные). При этом в момент разрушения бетона сжатой зоны главным сжимающим напряжениям ($\sigma_1 = R_{b1}^*$) соответствуют главные растягивающие напряжения ($\sigma_2 = R_{b2}^*$), которые связываются критерием прочности. Согласно [6], критерий прочности представляется ломаной линией прочности 1 на рис. 5. При этом главные напряжения изменяются в пределах $R_{b1}^* = R_{b0} \div R_b$; $R_{b2}^* = -R_{bt} \div 0$, где R_{b0} – характеристика вертикального отрезка критерия прочности. Однако применительно к бетону сжатой зоны критерий прочности должен существенно корректироваться. Опыты на срез показывают, что прочность на растяжение увеличивается минимум в два раза. Такой критерий можно представить ломаной линией 2 (рис. 5). Для этого критерия возрастает диапазон изменения главных напряжений: $R_{b1}^* = R_{b0} \div R_b$; $R_{b2}^* = 2R_{bt} \div 0$, где $R_{b0} \approx R_{b0} \div 2R_{bt}$ (величина R_{b0} еще требует уточнения). В элементах с хомутами возможны как напряжения "сжатие-растяжение", так и "сжатие-сжатие" (при $\sigma_{bz} > 0$). В последнем случае разрушение бетона будет происходить в основном при одноосном или двухосном сжатии. Если пренебречь упрочнением бетона в условиях двухосного сжатия, то $R_{b1} \approx R_b$ (линия 3 на рис. 5). В принципе фактор уп-

рочнения можно учесть по более точным критериям (линии 4 на рис. 5, а).

После определения x проверяются условия прочности (4) по моментам и уточняется площадь нижней арматуры A_s .

Таким образом, установлены все зависимости по анализу прочности железобетонных элементов при совместном действии моментов и поперечных сил в общей постановке.

Библиографический список

1. Н.И.Карпенко, С.Н.Карпенко "О новом построении критериев прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил" АСАСЕМИА архитектура и строительство, №3, 2006, с.26-31.
2. С.Н.Карпенко "Построение критериев прочности железобетонных конструкций по наклонным трещинам разрушения" АСАСЕМИА архитектура и строительство, №2, 2006, с.54-59.
3. Т.И.Баранова "Расчетные модели сопротивления срезу сжатых зон железобетонных конструкций". Учебное пособие, Саратов, 2006, с.159.
4. Н.И.Безухов "Основы теории упругости, пластичность и ползучесть", "Высшая школа", 1986.
5. А.С.Залесов "Расчет прочности наклонных и пространственных сечений. В сб. НИИЖБ "Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций", Стройиздат, 1978, с.76-94
6. СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции", с.130 – 132.

Вышли в свет:

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию гражданской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным ре-

шениям и конструкциям, условиям и технологии строительства, а также эксплуатации сооружений, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие концепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены основы проектирования и технология усиления железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций по сравнению с другими способами усиления. Даны базовые положения по проектированию уси-

ления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведена технология усиления различных железобетонных конструкций. Освещены вопросы качества, требования к исходным материалам и условиям проведения работ, а также даны рекомендации по мониторингу усиливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт работы по усилению элементов различных сооружений композиционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.



**К ЮБИЛЕЮ А.А.ГВОЗДЕВА
(1897-1986)**

9 мая 2007 г. исполняется 110 лет со дня рождения **АЛЕКСЕЯ АЛЕКСЕЕВИЧА ГВОЗДЕВА** – крупного ученого XX века, посвятившего себя служению науки и развитию инженерной практики в области механики твердого тела, строительной механики, созданию современной теории железобетона,

на, разработке железобетонных конструкций и развитию строительной индустрии в нашей стране.

А.А.Гвоздев – профессор, доктор технических наук, заслуженный деятель науки и техники РСФСР, Герой Социалистического труда, награжден многими орденами и медалями, действительный член Академии строительства и архитектуры СССР, получил многие международные награды, в том числе медаль Фрейсине – высшую награду Международной федерации по предварительно напряженному железобетону.

А.А.Гвоздев принимал активное участие в работе международных организаций: Европейском комитете по бетону (ЕКБ), Международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП), Международном Совете по строительству, в Совете Экономической Взаимопомощи (СЭВ). Он был учредителем международной организации по оболочкам (ИАСС), членом научно-технических Советов (ВСНХ, Госстроя, Комитета по Ленинским премиям), входил в состав пленума ВАК, редакционных советов научных изданий и Ученых Советов НИИЖБ, МИСИ и др.

А.А.Гвоздев родился 9 мая 1897 г. в селе Богучарово Тульской губернии, в поместье Гвоздевых, в семье потомственных дворян. В 1915 г. он окончил гимназию г. Тулы с золотой медалью и поступил в Московский институт инженеров путей сообщений (МИИТ), который (после вынужденного перерыва в революционные годы) окончил в 1922 г.

В 1922-1923 гг. он работал на восстановлении мостов в Николаеве и Киеве, а затем возвратился в Москву, где совмещал проектную, исследовательскую и преподавательскую работу: в МИИТе, МВТУ; в 1932-1941 гг. – профессор кафедры строительной механики Высшего инженерно – строительного училища (ВИСУ), преобразованного в военно-инженерную академию (ВИА), в 1942–1962 гг. – профессор кафедры железобетонных конструкций МИСИ.

В период Великой Отечественной войны А.А.Гвоздев был призван в армию в качестве военинженера 1-го ранга. Окончил войну в чине полковника. Под его руководством были разработаны Нормы проектирования и строительства железобетонных оборонительных сооружений, а также Нормы проектирования железобетонных конструкций для военного времени. Во время войны была разработана теория расчета взрыв-

ной волны (удара) на железобетонные сооружения с учетом пластической работы материала и откола задней стенки железобетонных конструкций. Уже в 1927 г. А.А.Гвоздев публикует свою книгу «Общий метод расчета статически неопределимых систем». По его проекту в это время были построены многие ныне существующие сооружения.

В 1927 г. был создан Государственный научно-экспериментальный институт (ГИС), который со временем был переименован в ВИС, ЦНИПС, ЦНИИСК и НИИЖБ, где А.А.Гвоздев возглавил центральную лабораторию теории железобетона и арматуры. В этих организациях он проработал до конца своей жизни.

Научная деятельность А.А.Гвоздева охватывала многие научные направления:

- Механику твердого тела и строительную механику.

- Теорию железобетона, в том числе теорию прочности, ползучести, расчета железобетона с учетом неупругих деформаций, трещинообразования бетона и железобетона, а также неупругих свойств арматуры.

- Разработку нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных сооружений в СССР, странах ЕС и др.

- Разработку новых типов железобетонных конструкций: монолитных, сборных, предварительно напряженных конструкций.

- Создание передовой научной школы СССР и России, под его руководством его учениками написано более 100 диссертаций кандидатов и 10 докторов наук.

Многочисленные экспериментальные исследования, проведенные под руководством А.А.Гвоздева, позволили перейти к теории по стадии разрушения, был разработан СНиП и др.

В лаборатории теории железобетона А.А.Гвоздева каждый научный сотрудник был ответственен за конкретное направление. Под его руководством была создана научная школа (С.В.Александровский, М.С.Боришанский, И.К.Белобров, В.С.Булгаков, А.П.Васильев, Ю.П.Гуща, К.З.Галустов, С.А.Дмитриев, А.С.Залесов, О.Ф.Ильин, С.М.Крылов, Н.Н.Лесиг, Н.И.Карпенко, К.В.Михайлов, В.В.Макаричев, В.И.Мурашов, Н.М.Мулин, Я.М.Немировский, А.М.Проценко, Р.Л.Серых, К.Э.Таль, Е.А.Чистяков, А.В.Яшин и др.).

Под руководством А.А.Гвоздева были исследованы и разработаны методы расчета:

- Расчет пространственных, в том числе статически неопределимых, железобетонных конструкций. За доказательство двух фундаментальных теорем о предельной нагрузке Бельгийским инженерным обществом А.А.Гвоздеву в 1967 г. была присуждена медаль Гюстава Тразенстора, которой награждаются выдающиеся ученые мира.

- Теория железобетона (по стадии разрушения, с учетом образования и развития трещин).

- Учет неупругих свойств бетона и арматуры, в том числе ползучести бетона. Первая работа А.А.Гвоздева в этой области была опубликована в 1943 г – «Опыт теории ползучести бетона».

- Арматура и ее совместная работа в железобетоне.

- Учет влияния разновидности бетонов (легкие и др.) на работу железобетона.

- Влияние различных видов нагрузки (удар, пульсационная нагрузка и т.д.) на поведение бетона и железобетонных конструкций.

- Разработка методов расчета железобетона по предельным состояниям и их учет в нормативных документах.

- Сборный и предварительно напряженный железобетон.

А.А.Гвоздева отличали высокая культура, доброжелательность и порядочность, щедрость на идеи и

принципиальность в научном споре. Его высокий авторитет и личные качества привлекали к нему молодых специалистов. За советом к нему обращались не только ученики и коллеги, но и руководители ведущих научных организаций, чиновники разных уровней, директора различных научных организаций.

В последние два года своей творческой жизни он работал главным научным сотрудником НИИЖБ. 22 августа 1986г, в возрасте 89 лет, А.А.Гвоздева не стало.

Научная общественность России и его ученики с благодарностью вспоминают Алексея Алексеевича Гвоздева, а его вклад в строительную науку трудно переоценить.

**К.З. Галустов,
Н.И. Карпенко**

ИНФОРМАЦИЯ

II Международный конгресс по бетону (4-8 июня 2007, Севилья, Испания)

II Международный конгресс по бетону является совместной акцией Европейской организации по готовым бетонным смесям – ERMCO, Национальной ассоциации США по готовым бетонным смесям – NRMCA, Латиноамериканской ассоциации по бетону – FIHP, Австралийской ассоциации по бетону-RMCOA, Испанской ассоциации по бетону – ANEFHOP, Европейской федерации по химическим добавкам в бетон - EFCA.

В настоящее время ежегодное производство товарного бетона для монолитного строительства в мире превышает 700 млн. м³, в том числе в Европе более 350 млн. м³. По объему производства и применения бетон намного опережает другие виды строительных материалов. В наиболее развитых странах душевой показатель применения товарного бетона составляет: США – 0,7 м³; Япония – 1,2, Франция – 0,6; Турция – 0,5; Италия – 0,7 и т.д. Товарный бетон изготавливается на высокоспециализированных предприятиях и поставляется главным образом для монолитного строительства. Однако благодаря гарантиям высокого качества бетона и низкой стоимости, которые легче достичь в условиях специализированного производства, потребителями товарного бетона нередко являются и заводы сборного железобетона.

На изготовление товарного бетона расходуется около половины мирового производства цемента. Благодаря своим высоким строительно-техническим качествам, повсеместной доступности исходных материалов, включая отходы других отраслей промышленности, экологической нейтральности по отношению к окружающей среде, низкой энергоемкости бетон надолго сохранит свою лидирующую роль среди других строительных материалов.

В Европе товарный бетон играет ключевую роль при реализации различных строительных программ, в том числе общеевропейского масштаба.

Европейская Ассоциация по товарному бетону объединяет национальные ассоциации, куда входят около

6000 компаний – европейских производителей товарного бетона, с суммарным годовым оборотом около 16 млрд. долл. Доставку товарного бетона потребителю в Европе осуществляют более 50 тыс. автобетоносмесителей.

В программу работы конгресса входит много вопросов:

- конкурентоспособность бетона по отношению к другим материалам
- контроль качества бетона, сертификация и критерии соответствия техническим требованиям
- стандартизация
- новые технологии и оборудование
- транспортные средства
- системы подачи и уплотнения бетона
- использование золы-уноса, шлаков
- безопасность труда при производстве бетона
- контроль качества бетонной смеси и затвердевшего бетона
- добавки и модификаторы для бетона
- охрана окружающей среды
- экологический цикл изготовления, использования и переработки бетона и др.

Конгресс будет сопровождаться развернутой выставкой, на которой участники представят оборудование для приготовления бетона, химические добавки, методы и приборы контроля качества, средства защиты персонала и т.д.

В качестве спонсоров конгресса выступают крупнейшие мировые компании в области производства бетона, цемента, химдобавок, такие как Лафарж, Хольцим, Мапей, Реди Микс, Либхер, Лохья, Пуцмайстер, Сика и др.

Адрес Оргкомитета:

Breton le Herreros, 43 28003 Madrid – Spain

fax: + 34 91 4418341

e-mail: sevilla2007@viajeseci.es

Справки по телефону в Москве 174 76 77

Волков Юрий Сергеевич

Солнечная энергия предотвращает загрязнение изделий из бетона

Если до конца XIX века человечество потребляло такое количество энергии в разных её видах, которое могло воспроизводиться окружающей нас природой, то с начала XX века этот баланс в силу различных причин заметно нарушился. Разрыв между возможностями природы и потребностями общества стремительно растёт, что вызывает обоснованное беспокойство в передовых научных кругах.

Совершенно естественно, что человечество озабочено поисками альтернативных источников энергии и в первую очередь поисками путей использования энергии солнца. Известно, что солнечная энергия, достигающая поверхности земли, составляет величину порядка 5×10^{24} Дж/год, что в 10^4 раз превышает ежегодное потребление всех видов энергии. Придумано много способов использования энергии солнца в науке и в некоторых отраслях промышленности, в том числе в медицине, фотографии, на транспорте.

Еще об одном интересном способе использования энергии солнца для предотвращения загрязнения изделий на основе цементных композиций поведал немецкий строительный журнал BFT, №1, 2005. Итальянская фирма Italcementi Group из Бергамо лабораторными опытами подтвердила возможность противостояния загрязнению и сохранению привлекательного вида строительных конструкций, выпол-

ненных с применением цемента с добавкой двуокиси титана TiO_2 . Воздействие солнечного облучения вызывает интенсификацию окисления органических соединений, с которыми цементсодержащая композиция вступает в контакт в процессе эксплуатации. Эффект уменьшения загрязнения особенно заметен в городских условиях, где TiO_2 в составе цемента активно уменьшает воздействие на конструкцию NO_x , SO_x , NH_3 , CO и таких летучих компонентов, как бензин и толуол, хлорированные органические соединения, альдегиды и соединения ароматических поликонденсатов.

В настоящее время фирма Italcementi Group ведет натурные испытания в Милане участка дорожного бетонного покрытия протяженностью 220 м площадью 6 тыс m^2 с добавкой фотокатализатора TiO_2 при интенсивности движения 1200 автомобилей в час.

Особенно эффективен процесс очищения и самоочищения в изделиях, выполненных из белого цемента. Так, например, церковь Misericordia в Риме, построенная в 2003 г., музыкальный центр в Шамбери (Франция, 2000 г.) и школа в Мортара (Италия, 1999 г.), возведенные с применением белого цемента с добавкой TiO_2 , также находятся под их тщательным наблюдением. Авторы проводимой работы убеждены в том, что массовое применение фотокатализаторов типа TiO_2 в строительных материалах, в

том числе и в цементных красках, может явиться новым эффективным способом уменьшения воздействия загрязняющих факторов в условиях городской среды.

В трудах 11 Международного конгресса по полимерам в бетоне (Берлин, июнь 2004 г.) опубликована статья проф. Й. Охама с изложением японского опыта применения полимеррастворных цементных композиций с добавкой фотокатализатора TiO_2 в дорожных покрытиях. Наряду с высокой износоустойчивостью такие покрытия обладают способностью разлагать выхлопы автомобильных газов, препятствуя таким образом загрязнению окружающей среды.

О степени заинтересованности международного научно-технического сообщества в решении данной проблемы свидетельствует создание и функционирование в рамках известного Международного союза лабораторий и экспертов по строительным материалам, конструкциям и системам RILEM специального технического комитета «Применение фотокатализаторов типа TiO_2 в строительных материалах».

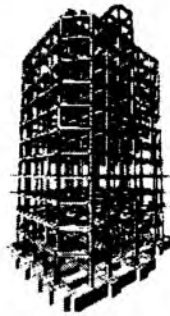
Исходя из изложенного следует полагать, что найдено еще одно новое применение энергии солнца в интересах человечества, которое будет развиваться.

В.П.Трамбовецкий,
канд. техн. наук (НИИЖБ)

П о п р а в к а

В статье "Связь программы "ОМ СНиП Железобетон" с программными комплексами SCAD и Лира" (автор М.Б.Краковский, "Бетон и железобетон" № 1, 2007, стр. 8–12) допущена опечатка. На стр. 10 последнее предложение в средней колонке следует читать так:

Элемент работает на внецентренное сжатие: $N = 100$ т; $M = 30$ тм; ...



СЕМИНАРЫ,
КОНСУЛЬТАЦИИ,
КУРСЫ ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ
ПО БЕТОНУ И
ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

С 23 по 25 мая 2007г.
проводится семинар на тему
**«Новое в расчетах
железобетонных
конструкций»**

время проведения: с 10.00 до 16.00

*Внимание проектировщиков, конструкторов-расчетчиков,
работников экспертных и надзорных организаций, преподавателей,
аспирантов*

Цель семинара ознакомить слушателей с практикой расчетов железобетонных конструкций при использовании старых (СНиП 2.03.01-84*) и новых (СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003) нормативных документов с учетом действия закона «О техническом регулировании» и обсудить возникающие проблемы.

Семинар проводят известные специалисты по расчету и конструированию, доктора технических наук, профессора: В.О. Лимазов, М.С. Вайнштейн, А.С. Городецкий, М.Б. Краковский, Г.И. Шапиро.

Программа семинара:

- Модели расчета железобетонных конструкций, используемые в старых и новых Российских нормативных документах и их гармонизация с международными нормами.
- Программные комплексы Лира, Мономах и «ОМ СНиП Железобетон» для расчета на ЭВМ железобетонных конструкций по старым и новым нормативным документам. Особенности применения программных комплексов в практике проектирования.
- Особенности проектирования с использованием новых нормативных документов.
- Сравнение результатов, получаемых при проектировании железобетонных конструкций по старым и новым нормативным документам.
- Выбор наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций.
- Расчет железобетонных конструкций на устойчивость против прогрессирующего обрушения.
- Сравнение результатов расчетов железобетонных конструкций по различным компьютерным программам.
- Рекомендации по расчету железобетонных конструкций по старым и новым документам с учетом действия закона «О техническом регулировании».

На семинаре предполагается рассмотреть сложные задачи практического проектирования железобетонных конструкций, в том числе, предложенные слушателями

Участники семинара смогут приобрести программы Лира, Мономах и «ОМ СНиП Железобетон» со скидкой.

Участникам семинара выдается сертификат.

Стоимость семинара – 9800 рублей.

В стоимость включены: учебно-методические материалы, кофе-брейк, канцелярские принадлежности. Возможно бронирование гостиницы не менее чем за 30 дней до начала семинара.

Для более углубленного изучения рассмотренных вопросов семинар может быть продолжен в дистанционной форме персонально или в группе по отдельному учебному плану:

- Курс по программному комплексу ЛИРА 4 для начинающих.
- Курс по программному комплексу МОНОМАХ.
- Курс «Новое в расчетах железобетонных конструкций».

Участникам семинара скидки.

Семинар проходит по адресу: 103062, г. Москва, Подсосенский переулок, д. 25/13 (м. Курская)

Заявка на участие по эл. почте ntos@ntos.ru
или по телефону: (495) 785-36-45, (495) 790-52-67

Контролируя качество работ Вы контролируете свои деньги!

Приборы для неразрушающего контроля бетона и железобетона

Продажа, обслуживание, выполнение работ

Мировой лидер - фирма **PROCEQ** (Швейцария)

Система молотков Шмидта

Контроль прочности любого вида конструкций в диапазоне 0,2-70 Н/мм².

TORRENT

Контроль проницаемости бетона и железобетона

CANIN

Обнаружение коррозии арматуры.

PROFOMETER-4

Поиск арматуры, измерение её диаметра и определение толщины защитного слоя бетона.

DYNA

Измерение адгезии к бетону покрытий любого типа, а также определение усилия на выдергивание/смещение анкеров.

TICO

Ультразвуковой контроль сборных и монолитных железобетонных конструкций.

RESI

Измерение электрического сопротивления железобетона для оценки наличия и степени коррозии.

DYNA-ESTRICH

Испытание стяжки перед устройством наливных полов и других покрытий.



proceq

Продукция **PROCEQ** имеет сертификат качества ISO 9001 и отвечает требованиям нормативных документов Швейцарии, России, Германии, Великобритании, США и других стран.



Триада - Холдинг



Россия, 123308, Москва, проспект Маршала Жукова, дом 6, стр. 2
Тел.: (495) 956-18-52, 956-15-06 Факс: (495) 234-35-44
www.triada-holding.ru E-mail: trihold@comail.ru

Эксклюзивный представитель в России и СНГ

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков,
В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, К.В.Михайлов, Ю.П.Назаров, В.А.Рахманов,
А.С.Семченков, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хяутин,
А.А.Шлыков (зам.главного редактора)

Подписано в печать 03.04.07. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru; <http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. 692-4134, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ



MEGA 20-200-10 DM 1-S

Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов

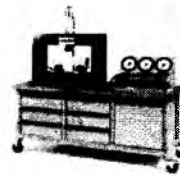


ALPHA 3-3000 S

Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей

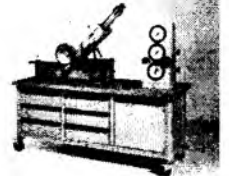


Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



UPB 86/200

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)



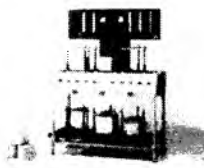
UPB 93/160

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН



Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм



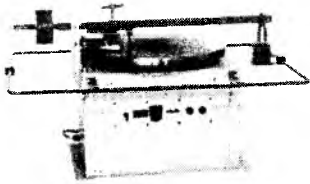
УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ



Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер



ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ

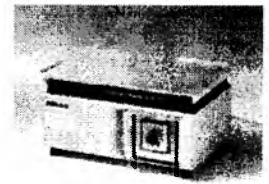


Круг истирания Беме, размеры 890x760x890мм; масса 500 кг; 3/380 В

ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ ВИБРОСТОЛЫ

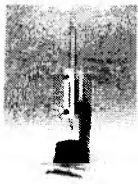


размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель



размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА



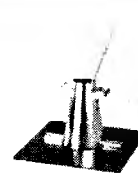
Прибор Вика с иглой и пестиком
D_{игл.} = 1,13 мм
D_{пест.} = 10 мм



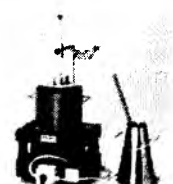
Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБОУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ



Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовление средств
измерений №0001110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Кс, типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В. Диапазон 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера. Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона. Диапазон 0,5...8 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3, 5 (6...9) мм

ЗИН-МГ4

Измеритель напряжения в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3...32 мм. Длина 3...18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 лотикальными с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения плотности тепловых потоков 5...999 Вт/м². температуры -30...+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры с режимами самописца (до 24 часов). Диапазон измерения влажности 0...99% температуры -20...+85°С

ТЦЗ-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон -30...+250°С

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпич (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718...16588

МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов

МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы. Диапазон измерения влажности 1...60%

ИПА-МГ4.01

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3...140 мм при диаметре стержней 3...50 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089...28574. Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимами самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах. Диапазоны измерения: скорости потока 0,4...30 м/с. температуры -20...+100°С

ПГМ-100 / ПГМ-500 / ПГМ-1000

Прессы испытательные гидравлические малогабаритные на 100, 500 и 1000 кН. Оборудованы электрическим приводом (сеть 220В, 50Гц) и тензометрическим сило-измерителем. Диапазон нагрузок 1...100/5...500/10...1000 кН

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (495) 964-95-63, 220-38-58; в Санкт-Петербурге ООО "Скоробогатов и К" (812) 764-64-72 e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru