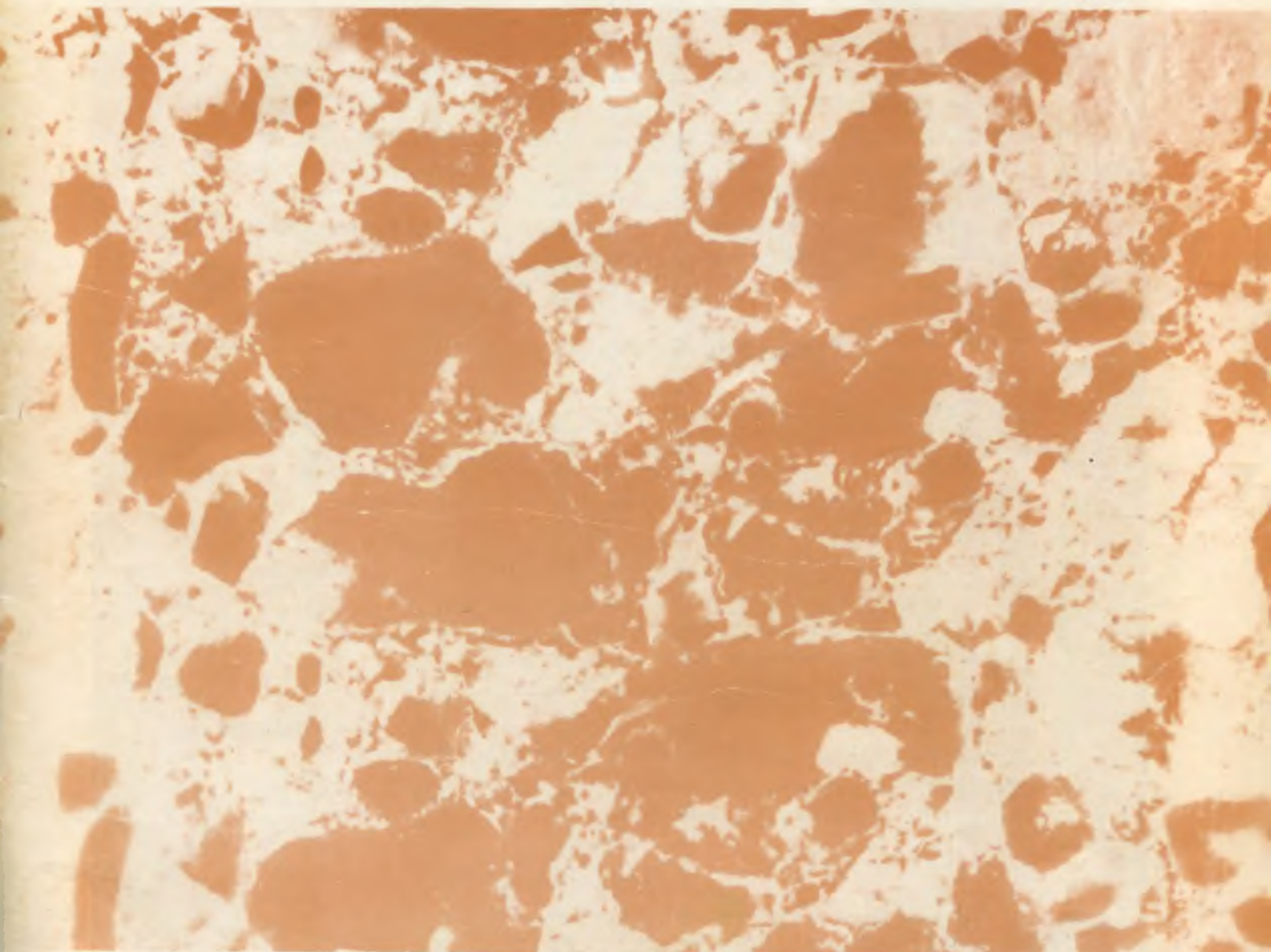


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **5**

1990

18



ВНИМАНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ПРОЕКТНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ МИНСЕВЗАП-СТРОЯ РСФСР ПРЕДЛАГАЕТ ДОКУМЕНТАЦИЮ ПО ПРИМЕНЕНИЮ АРЕНДЫ И ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННОГО АРЕНДНОГО ПОДРЯДА НА ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ.

ДОКУМЕНТАЦИЯ РАЗРАБОТАНА В СООТВЕТСТВИИ С ОСНОВАМИ ЗАКОНОДАТЕЛЬСТВА СОЮЗА ССР И СОЮЗНЫХ РЕСПУБЛИК ОБ АРЕНДЕ И ПРЕДНАЗНАЧЕНА ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СПЕЦИАЛИСТАМИ ПРЕДПРИЯТИЙ ПО ПРОИЗВОДСТВУ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ ПРИ ОРГАНИЗАЦИИ РАБОТЫ ПО СОЗДАНИЮ АРЕНДНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ И ВНЕДРЕНИЮ ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННОГО АРЕНДНОГО ПОДРЯДА.

В СОСТАВ ДОКУМЕНТАЦИИ ВХОДЯТ:

1. Методические рекомендации по применению аренды и внутрихозяйственного арендного подряда.
2. Договор об аренде имущества государственного предприятия.
3. Пример расчета арендной платы.
4. Примерный устав арендного предприятия.
5. Примерное положение о внутрихозяйственном арендном подряде.
6. Договор внутрихозяйственного арендного подряда.
7. Примерное положение по организации оплаты и стимулирования труда членов арендного коллектива.
8. Другие необходимые документы и материалы.

ДОКУМЕНТАЦИЯ ВЫСЫЛАЕТСЯ ПО ЗАЯВКАМ ОРГАНИЗАЦИЙ НАЛОЖЕННЫМ ПЛАТЕЖОМ. СТОИМОСТЬ ОДНОГО КОМПЛЕКТА ДОКУМЕНТАЦИИ — 100 р.

*За документацией обращаться по адресу:
150054, Ярославль, ул. Щапова, 20,
Проектно-технологический институт Минсевзапстроя
РСФСР, отдел № 12 (тел. 23-17-02).*

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5 (422)

Издается с апреля 1955 г.

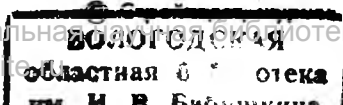
ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Май 1990

<i>Вертелов К. М., Башлыков Н. Ф., Серых Р. Л., Волков Ю. С., Соломонов В. В.</i> Качество строительных материалов и сейсмостойкость зданий	2
Конструкции	
<i>Золотухин Ю. Д., Леинов М. И.</i> Железобетонные рамы с повышенными стойками для промышленных и сельскохозяйственных зданий	4
<i>Смирнов С. Г., Пецольд Т. М., Сергеев В. Б., Сергеева Е. Т., Клевцов В. А.</i> Использование многэтажных вентиляционных вставок в качестве элементов жесткости каркаса производственного здания	6
<i>Нурмаганбетов Е. К., Рудник Е. А.</i> Работа стыковых соединений ригеля с колонной в железобетонном каркасе при сейсмических нагрузках	8
<i>Кульчицкий В. А., Пчелкина Л. Б., Буянов С. А., Долинченко В. А.</i> Особенности напряженно-деформированного состояния торцевых зон плит ПАГ	10
Бетоны	
<i>Буряев М. И.</i> Изменение модуля деформаций в бетонах на местных материалах	11
<i>Савин Ю. В.</i> О расчете исходной плотности щелочного раствора в шлакощелочном бетоне	13
<i>Бруссер М. И., Гуфан Р. М., Зеликман Е. Г.</i> Совершенствование стандартного метода определения параметров поровой структуры бетона	14
<i>Браун В. В., Робман В. А.</i> Методика и результаты автоматизированных усталостных испытаний клеевых соединений бетона	16
<i>Каган М. З.</i> Оценка расположения стальных волокон	18
Заводское производство	
<i>Граник Ю. Г., Перламуртов Б. Л.</i> Виброударная технология формирования многоступенчатых плит перекрытия	19
Строительное производство	
<i>Кукуняев В. С.</i> Проектирование монолитных перекрытий зданий, возводимых в сейсмических районах	22
В помощь проектировщику	
<i>Кириллов А. П.</i> Основные положения методики расчета железобетонных конструкций на выносливость	24
<i>Мамедов Т. И.</i> Оценка потерь напряжений в высокопрочной проволочной арматуре от релаксации при нормальной температуре	27
<i>Зак М. Л.</i> Расчет прочности стержневых бетонных элементов с учетом масштабного эффекта	29
<i>Галустов К. З., Корженкова А. Э.</i> Прогнозирование длительной трещиностойкости железобетонных цилиндрических оболочек и критерии трещиностойкости	31
<i>Орленко А. Н., Емышев М. В.</i> Диаграмма работы сечений изгибаемых элементов при расчете по предельным состояниям	33
Долговечность	
<i>Янбых Н. Н.</i> Морозостойкость бетонов с воздухововлекающими и газообразующими добавками	35
Теория	
<i>Ковлер К. Л.</i> Прогнозирование длительной прочности бетона	37
Использование промышленных отходов	
<i>Дворкин Л. И., Шамбан И. Б.</i> Проектирование состава тяжелого бетона с использованием золы Буштынской ГРЭС	40
Библиография	
<i>Поляк В. Е.</i> Новый учебник по охране труда	41
Информация	
<i>Власов Г. М., Крылов С. М.</i> Координационное совещание	42
Зарубежный опыт	
<i>Гусев Б. В., Королев К. М., Кушу Э. Х., Макаров В. Ю.</i> Эффективные технологии приготовления бетонной смеси за рубежом	43
<i>Куприянов Н. Н.</i> Использование холодного тумана при изготовлении бетонных блоков на заводах США	45



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



К. М. ВЕРТЕЛОВ, Лауреат Ленинской премии, Герой социалистического труда, Н. Ф. БАШЛЫКОВ, канд. техн. наук (МО СССР); Р. Л. СЕРЫХ, д-р техн. наук, Ю. С. ВОЛКОВ, В. В. СОЛОМОНОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

КАЧЕСТВО СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ

7 декабря 1988 г. в 10 ч 40 мин местного времени в северных районах Армении произошло землетрясение, самое сокрушительное на территории СССР после Ашхабадского 1948 г.

В эпицентре землетрясения, в 25 км северо-восточнее Ленинкане, вблизи села Налбанд, сила толчков достигла 10,5 балла. В зоне интенсивных разрушений оказались Ленинкане (70%), Спитак (95%), Кировакан (5%), Степанаван (5%), а также 365 сел, из них 58 практически полностью разрушены. Число погибших на конец декабря 1988 г. приблизилось к 25 тыс., 24 тыс. человек получили телесные повреждения, из них 11,8 тыс. были госпитализированы. В городах и поселках разрушилось 7,5 тыс. жилых зданий (7 млн. м²), около 140 промышленных зданий, без крова остались более 500 тыс. человек. В сельской местности разрушено и повреждено 54 тыс. жилых домов, 2,4 тыс. животноводческих помещений, 83 школы, 88 детских садов, а также много объектов культурно-бытового назначения.

Землетрясение охватило 40% площади республики с населением почти 1 млн. человек. Общий ущерб по предварительным данным превышает 8 млрд. р.

По действующим нормам СНиП II-7-81 фоновая сейсмичность территории в Ленинкане составляет 8 баллов, в Спитаке, Кировакане и Степанаване 7. Интенсивность землетрясения 7 декабря 1988 г. составила в Ленинкане 9, Кировакане и Степанаване 8, в Спитаке 9...10 баллов, т. е. превысила расчетную на 1...2 балла.

По концепциям, заложенным в действующие нормы, превышение интенсивности землетрясения на один балл для зданий, построенных в соответствии с требованиями правил проектирования и производства работ, должно приводить к увеличению степени повреждения, но не к обрушению здания. Резерв работы здания при воздействии землетрясения обеспечивается работой сооружения при увеличенных деформациях, что требует качественного выполнения всех антисейсмических мероприятий. Если качество работ не отвечает необходимым требованиям, то резерв работы может быть снижен со всеми вытекающими отсюда неблагоприятными последствиями.

Усугубляющим фактором этого землетрясения явилось возникновение второго толчка, последовавшего через 4 мин 20 с после первого. В этот момент несущие конструкции зданий имели определенную степень повреждения и их способность к восприятию внешней нагрузки уже была снижена.

Отсюда со всей очевидностью вытекает, что качество производства работ определяет эффективность работы здания при возможном землетрясении. Для обследования поврежденных зданий была образована специальная комиссия, в составе которой работала техническая группа экспертов по определению физико-механических показателей материалов, использованных при возведении зданий.

Во многих случаях обследование показало низкое качество строительно-монтажных работ. Эти выводы подтвержде-

ны параллельным обследованием группы зданий в районах, не пострадавших от землетрясения.

Всего в зоне землетрясения было обследовано 443 конструкции, из них 175 сборных элементов. На строящихся зданиях в Ереване и Раздане была оценена прочность бетона в 197 конструкциях, в том числе в 93 сборных элементах. Помимо сборных элементов обследовали конструкции из монолитного железобетона и бетон омоноличивания в стыках сборных элементов (С. В. Жуков, Н. А. Корешков, И. В. Безменов, Ю. И. Курош).

В качестве основных для оценки прочности бетона использовали методы отрыва со скалыванием, метод скалывания ребра, упругого отскока и пластической деформации (ГОСТ 22690—88), ультразвуковой импульсный метод (ГОСТ 17624—87).

Анализ результатов измерений показал, что в обследованных в районах землетрясения конструкциях прочность бетона ниже проектной, из них в 40% сборных и в 75% монолитных конструкций. Почти во всех стыках прочность бетона омоноличивания не соответствовала проектной. В районах, где здания не подверглись повреждениям, несоответствие прочности бетона проектным значениям составляло соответственно 50, 60, 90%.

Относительное число элементов, прочность бетона в которых ниже проектной, в северных районах Армении, пострадавших от землетрясения, и в Ереване, Раздане и Чаранцаване примерно одинаково. Довольно большая выборка элементов и совпадение результатов обследований по различным районам республики подтвердили достаточную достоверность данных по прочности бетона в железобетонных конструкциях, узлах и стыках как по району землетрясения, так и республике в целом.

Коэффициент вариации, характеризующий однородность прочности бетона, в большинстве случаев недопустимо велик. Только в одном случае (диафрагмы жесткости в зданиях серии 111, изготовленные из бетона класса В22,5) он соответствует нормативному значению (13,5%).

В бетоне омоноличивания стыков сборных конструкций, монолитных конструкциях коэффициент вариации бетона достигает 20...45%, что свидетельствует о низкой однородности бетона, неудовлетворительном уровне технологии производства бетонных работ, отсутствии контроля за качеством исходных материалов и набором прочности бетона в построечных условиях. Среди обследованных конструкций имеются изделия с более высокой проектной прочностью бетона. Очевидно, что стройиндустрия Армянской ССР имеет необходимые возможности для выпуска бетона и железобетонных изделий требуемого качества.

Для определения качества исходных материалов в лабораторных условиях были проведены испытания проб песка, щебня и цемента.

Испытания проб песка показали, что мелкий заполнитель, как правило, не соответствует нормативным требованиям.

Так, природный песок Алоганского месторождения состоит из зерен кварца, базальта и в меньшем количестве зерен полевого шпата. В песке содержится до 21% частиц крупнее 5 мм, в том числе 11% — крупнее 10 мм, что не соответствует требованиям ГОСТ 8736—85. Песок также содержит повышенное количество пылевидных, глинистых и илестых частиц и по этому показателю не удовлетворяет нормативным требованиям, т. е. песок Алоганского карьера без предварительной обработки не следовало применять для приготовления бетона и раствора.

В НИИЖБе были изучены структура и первоначальный состав бетона по 18 пробам, отобранным в процессе обследований реальных конструкций (З. М. Ларионова, Л. П. Курасова, Ю. Л. Грановский, И. И. Курбатова, Н. П. Леднева).

В некоторых пробах бетона обнаружены зерна заполнителей из различных горных пород, включая базальт, полевой шпат, литоидную пемзу, обсидиан, туфобрекчи и другие, что свидетельствует о некалцифицированной разработке карьеров и смешивании заполнителей из различных горных пород на складах бетонных заводов.

Содержащиеся в составе заполнителей зерна обсидиана и туфобрекчи неблагоприятно воздействуют на прочность бетона: зерна обсидиана, имея плохое сцепление с цементным камнем, выкрашиваются, а туфобрекчи образуют участки с рыхлой ослабленной структурой.

Заполнители содержат большое количество (30%, а в некоторых случаях и больше) пылевидной фракции, что также снизило прочность бетона.

В ряде проб отмечены недостаточные объемы цементирующей массы, что вызвано небольшим расходом цемента на единицу объема бетона и несоответствием гранулометрического состава заполнителя требованиям норм.

Плотность бетона измеряли с помощью модернизированного гамма-плотнмера ГПП-1 специалисты ЛенЗНИИЭПа (В. И. Копытов). Работы по определению плотности выполняли в порядке, регламентированном ГОСТ 25820—83 и ГОСТ 17623—87.

Анализ результатов измерений показывает, что плотность бетона в обследованных конструкциях изменяется от 970 до 2360 кг/м³. В сборных железобетонных конструкциях она изменялась от 1540 до 2280 при среднем значении 1860 кг/м³, в монолитных — от 970 до 2060 при среднем значении 1610 кг/м³ и в стыках — от 1620 до 2360 при среднем значении 1844 кг/м³.

Следует отметить, что монолитный бетон имеет более низкую плотность, чем бетон в сборных конструкциях. Учитывая, что для приготовления бетона этих видов применяли заполнители примерно одинакового качества, можно усредненно оценить степень уплотнения бетона в монолитных конструкциях по отношению к сборным коэффициентом 0,87.

При визуальном осмотре установлено, что монолитный бетон в большинстве случаев имеет неоднородную рыхлую структуру, большое количество межзерновых пустот, каверн и даже инородные включения в виде строительного мусора. Уплотнение бетона по протяженности монолитных конструкций неоднородно, чередуются участки приемлемого качества уплотнения с неуплотненными.

Результаты, полученные методом радиоизотопной плотнометрии, проверяли определением плотности бетона объемно-массовым методом на выбуренных кернях. Сопоставление показали достаточную сходимость результатов.

Данные измерений плотности бетона показали, что подавляющее большинство железобетонных конструкций изготовлено из легкого бетона. Для зданий серии 111 расчетное армирование сборных железобетонных конструкций было запроектировано, как для конструкций из тяжелого бетона,

хотя фактически они были изготовлены из легкого бетона. 14 расчетных показателей для легкого бетона имеют более низкие значения, чем для тяжелого. Неучет особенностей легкого бетона по сравнению с тяжелым при расчете и конструировании неблагоприятно влияет на несущую способность конструкций.

На всех домах серии 111 выявлена пониженная прочность конструкций и различные отступления монтажа от проекта. Обследования, выполненные специалистами НИИЖБа (Г. Г. Гуровой, Л. А. Зборовским) показали, что при сварке стыков рабочей арматуры колонн из-за нарушения технологии прочность сварных соединений была снижена на 22...33%. Оси свариваемых стержней арматуры вместо допустимых 1,5 мм были смещены относительно друг друга на 10...25 мм. В 73% проведенных зданий прочность раствора омоноличивания стыка оказалась ниже проектной на 35...60%. При устройстве стыков «ригель — колонна» в раме, которая должна обеспечивать продольную жесткость здания, из-за некачественного выполнения ванной сварки арматуры и низкой прочности бетона замоноличивания сопряжение элементов рамной конструкции оказалось практически шарнирным вместо жесткого. В результате сейсмического воздействия многие из этих узлов получили значительные деформации, что в свою очередь снизило их проектную сейсмостойкость.

Крепление диафрагм поперечной жесткости к колоннам каркаса выполнено с помощью накладных пластин, сечение которых уменьшено на 25...40%. В некоторых узлах обследованных домов установлено по одной накладке вместо двух. Некоторые диафрагмы имеют нарушение сплошности по высоте здания. При замоноличивании горизонтального шва между диафрагмами зачастую соединительные стержни отгибаются. Брак на диафрагмах жесткости, резко снижающий сейсмостойкость здания в целом, носил массовый характер.

При устройстве перекрытий в одной трети обследованных зданий уложены плиты в несейсмостойком исполнении. Швы между плитами не замоноличены или заполнены слабым раствором вместо раствора марки 150. Плиты покрытия не всегда приварены к ригелям и нередко имели недостаточную глубину опирания (2...3 см вместо 9). Эти дефекты снизили необходимую жесткость дисков перекрытий и сейсмостойкость зданий в целом.

Большинство лестничных маршей в домах этой серии оказалось приваренными к площадкам в 2...3 узлах вместо 4, а некоторые — не приварены совсем. При соединении закладных деталей маршей и площадок применялись непроектные ослабленные накладки, узлы сваривались уменьшенными сварными швами; закладные детали проверенных маршей и площадок нередко закреплены в бетоне ослабленными в 2...3 раза анкерами. В Ленинкане обрушение маршей произошло в 55% обследованных домов, делая невозможным экстренную эвакуацию людей.

Во всех домах крепление панелей наружных стен к каркасу выполнено гнутыми анкерами, допускающими смещение панелей наружу. Перегородки из мелкогазобетонных камней в нарушение СНиП II-7-81 не армированы и не прикреплены к стенам, колоннам и перекрытиям. Даже в уцелевших зданиях почти 100% перегородок обрушилось.

Аналогичная картина наблюдалась в обследованных домах других серий.

Отмеченные нарушения правил производства работ были усугублены недостатками проектных решений прежде всего домов серии 111, что вызвало разрушение монолитных стен лестничных клеток, обрушение навесных стеновых панелей. Из-за неравномерного распределения жесткости в процессе сейсмического воздействия в конструкциях возникали неучтенные при проектировании крутящие моменты.

УДК 624.072.331.691.328.001.57

Ю. Д. ЗОЛУТУХИН, канд. техн. наук (Белорусский ин-т инженеров железнодорожного транспорта); М. И. ЛЕИНОВ, канд. техн. наук (Гомельсельстройпроект)

Железобетонные рамы с повышенными стойками для промышленных и сельскохозяйственных зданий

В сельскохозяйственном строительстве широко распространены сборные железобетонные трехшарнирные рамы, сочетающие простоту изготовления и монтажа с возможностью перекрытия больших пролетов. Наиболее рациональные рамы прямоугольного поперечного сечения, разработанные ГипроНИИсельхозом, ЦНИИЭПсельстроем и НИИЖБом (типовая серия 1.822-2). Такими рамами перекрывают пролеты до 21 м при шаге 6 м и расчетной равномерно распределенной нагрузке до 23 кН/м. Рама состоит из двух полурам, шарнирно соединяемых при монтаже в коньковом узле. Высота стойки составляет 3,75 м. Прямоугольное сечение рамы по сравнению с сечением тавровой и двутавровой формы более приемлемо, так как упрощает изготовление формы, ее армирование, бетонирование и позволяет варьировать армирование при увеличении нагрузки на раму.

При большом распространении распорной системы конструкций возникла потребность возведения из них зданий со стенами высотой до 6,2 м. В практике строительства наметились различные подходы к решению этой проблемы (например, типовая серия 1.822-1-5). БелИИЖТом совместно с Гомельсельстройпроектом предложена составная железобетонная трехшарнирная рама с затяжкой при высоте стоек 6,2 м, изготавливаемая в оснастке типовой серии 1.822.1-2/82 для пролетов 12 и 18 м.

Предложенная рама* состоит из двух составных полурам, включающих Г-образные элементы ригеля, соединенные перед монтажом жестким стыком на сварных накладках, и затяжку из арматурной стали (рис. 1, 2). Линейные и Г-образные элементы рамы изготавливают из тяжелого бетона в металлических формах для типовой серии 1.822.1-2,

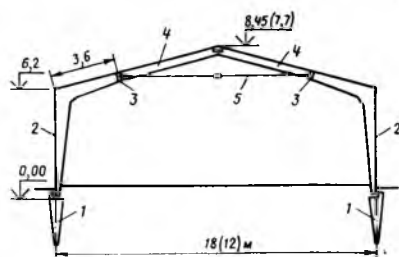


Рис. 1. Железобетонная рама с повышенными стойками пролетами 18 и 12 м

1 — фундамент из пирамидальных свай; 2 — Г-образный элемент рамы (ГЭР); 3 — жесткий стык; 4 — линейный элемент рамы (ЛЭР); 5 — затяжка (Г1—Т4)



Рис. 2. Стык ригеля рамы

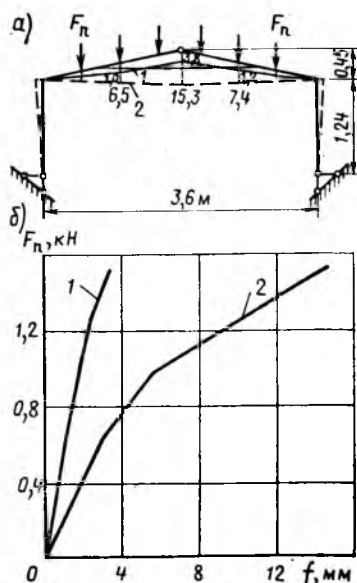


Рис. 3. Модель рамы (а) и результаты ее испытания (б)

1 — модель с затяжкой; 2 — то же, без затяжки

причем стойка бетонруется в той части формы, которая предназначена для ригеля, а ригель — в части формы, предназначенной для стойки.

Рама монтируется с помощью монтажной вышки, устанавливаемой по оси пролета. Обе полурамы с присоединенными стержнями затяжки устанавливаются в проектное положение поочередно 16-тонным автокраном; затем затяжка натягивается винтовой стержней. Полурамы изготавливают из бетона класса В25 и армируют сталью класса А-III для 2 и 4 групп по несущей способности (15 и 21 кН/м). Основные параметры элементов рамы пролетами 12 и 18 м даны в табл. 1.

По сравнению с типовой рамой серии 1.822.1-5 для сопоставимых условий внедрение предложенной конструкции позволяет получить экономию стали более 10% и цемента марки 400 — 7,5% благодаря применению бетона класса В25 вместо В30. Введение затяжки расширило область упругой работы рамы, обеспечило требуемую жесткость конструкции и позволило более эффективно использовать работу арматуры.

Расчет рамы производили вручную и на ЭВМ по программе «Лира». Однако в связи с увеличением высоты стойки и появлением неупругих деформаций при возникновении трещин на модели проверяли напряженно-деформированное состояние рамы пролетом 18 м. Модель рамы рассчитывали по методу приближенного геометрического подобия [1]. Масштаб геометрического подобия принят равным $L_r=0,2$, а силового

$$N_r = 1/E_r L_r^2 = 0,04,$$

где $L_r = L_m/L_n$; $E_r = E_m/E_n$;

E_m, E_n — модули деформации; L_m, L_n — пролет модели и натурной конструкции.

Моделирование в сочетании с тензометрированием подтвердило, что затяжка, включенная в работу, повышает

* А. с. 1449644 СССР, МКИЗ Е 04 В1/18. Сборная железобетонная рама / Ю. Д. Золотухин, М. И. Леинов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1989. — № 1.

жесткость рам, снижает растягивающие напряжения в наиболее напряженном сечении стойки и несколько повышает напряжения в элементах ригеля, который в раме без затяжки напряжен незначительно (рис. 3).

После расчета на ЭВМ с заданным положением и диаметром затяжек Гомельсельстройпроектом разработаны рабочие чертежи рамы и изготовлена опытная партия рам для натуральных испытаний.

Рамы испытывали в проектном положении при строительстве молочно-товарной фермы в колхозе «Рассвет» Рогачевского района Гомельской обл. Из рам пролетом 12 м был построен кормоприготовительный цех, а пролетом 18 м — навес для хранения сена. Испытываемую раму монтировали на расстоянии 3 м от возведенного блока здания на отдельных фундаментах из пирамидальных свай, установленных на проектной отметке, и закрепляли к закладным деталям крайней рамы блока металлическими тросами. Вторым концом платформа опиралась на катковые опоры, уложенные по железобетонным блокам. Нагрузку на раму пролетом 12 м передавали в шести точках, а на раму пролетом 18 м — в восьми (рис. 4). Схемы загрузки и установки измерительных приборов показаны на

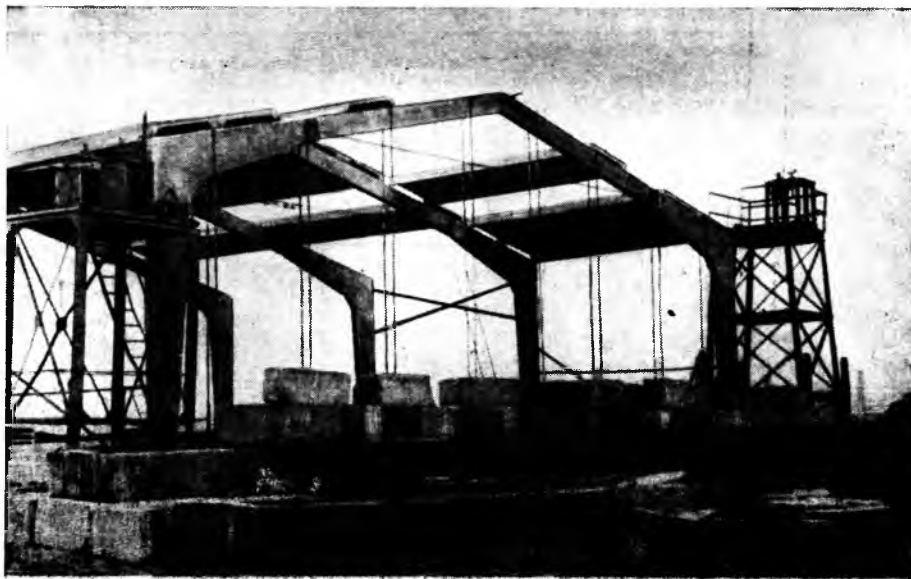


Рис. 4. Общий вид испытания рамы

Рис. 5. Испытание рамы пролетом 18 м
а — схема испытания и прогибы от нормативной нагрузки при 1 и 2 загрузках; б — прогибы в середине пролета; П — прогибомеры

рис. 5 и 6. Осадки опор, перемещения и прогибы измеряли прогибомерами Аистова ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм.

Таблица 1

Марка рамы	Марка изделия	Длина, мм	Высота (диаметр), мм	Ширина, мм	Расход бетона, м ³	Расход арматуры класса А-III, кг
PBC 12—2	ГЭР 12—2	3585	7100	180	2,42	350,0 364,2
	ЛЭР 26.4.2-4	2560	400	180	2,42	350,0 364,2
	T1	2470	(14)	—	2,42	350,0 364,2
PBC 12—4	ГЭР 12—4	3585	7100	180	2,42	373,6 455,8
	ЛЭР 26.4.2-4	2560	400	180	2,42	373,6 455,8
	T2	2470	(16)	—	2,42	373,6 455,8
PBC 18—2	ГЭР 18—2	3585	7100	180	2,86	525,4 603,6
	ЛЭР 57.4.2-2	5660	400	180	2,86	525,4 603,6
	T3	5470	(18)	—	2,86	525,4 603,6
PBC 18—4	ГЭР 18—4	3585	7100	180	2,86	682,0 755,2
	ЛЭР 57.4.2-4	5660	400	180	2,86	682,0 755,2
	T4	5470	(22)	—	2,86	682,0 755,2

Примечание. Под чертой — для рамы серии 1.822.1-5.

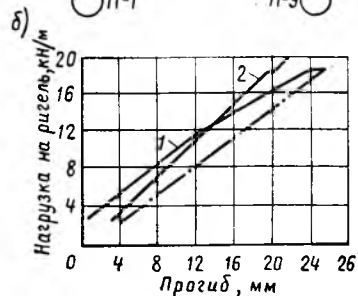
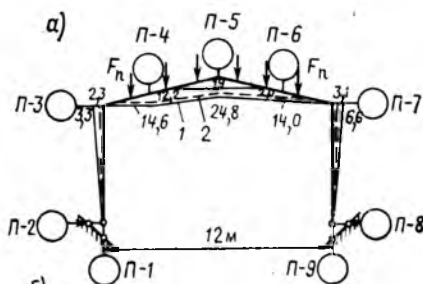
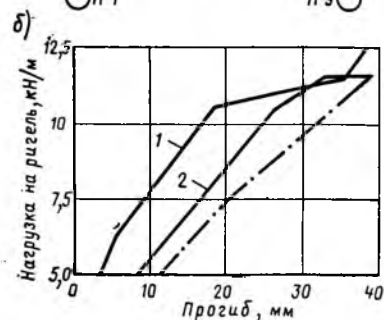
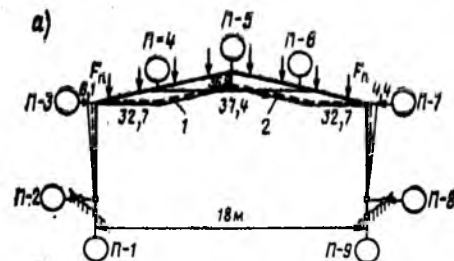


Рис. 6. Испытание рамы пролетом 12 м
Обозначения те же, что и на рис. 5

Марка рамы	Прогнбы в середине пролета		f/l	Контрольная нагрузка, кН/м		Опытная нагрузка, кН/м		q _{р/и}
	контрольный / к	опытный / ф		для оценки жесткости q _н	для оценки прочности C=1,6 q _ц	образованная трещина q _т	разрушающая q _р	
РВС 12—4	30	24,8	$\frac{1}{631}$	16,6	31,9	19,9	32,0	1,003
РВС 18—2	61	37,4	$\frac{1}{481}$	11,4	22,8	13,9	28,5	1,25

Рамы нагружали пятью этапами до нормативной нагрузки с выдержкой на каждом этапе не менее 10 мин, а при нормативной нагрузке — 30 мин. После загрузки равномерно распределенной нагрузкой рамы разгружали. Второе загрузку осуществляли по той же методике до нормативной нагрузки. На следующем этапе загрузки на левой половине пролета оставалась нормативная нагрузка, а на правой она увеличивалась до расчетной. Затем на левой половине пролета создавалась расчетная нагрузка, а на правой — нормативная. На последующих этапах раму испытывали до разрушения равномерно распределенной нагрузкой по методике ГОСТ 8829—85.

Предел прочности бетона при сжатии в день испытания для рамы РВС 12—4 составил 28 МПа, а для рамы РВС 18—2—34 МПа. Механические характеристики рабочей арматуры соответствовали классу А-III. Предварительные испытания элементов затяжки и фрагментов жестких стыков ригеля подтвердили их надежность. Результаты испытания рам даны в табл. 2.

Технико-экономические показатели построенных зданий

	Навес	Кормоцех
Площадь, м ²	557,3	354,4
Сметная стоимость, тыс. р.	23,8	59,18
Удельные капложения, тыс. р/м ²	42,8	167,2
Срок окупаемости, г.	4,4	4

Разрушение рам пролетами 12 и 18 м произошло идентично в результате текучести арматуры и разрушения сжатой зоны бетона в месте сопряжения стойки с ригелем (в зоне действия максимального изгибающего момента).

Выводы

Несущая способность, жесткость и трещиностойкость рам обеспечены в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85.

По сравнению с типовым решением для стоечно-балочного варианта применение рам с повышенными стойками при строительстве навеса и кормоцеха обеспечило снижение сметной стоимости на 14,8%, трудозатрат на 214 чел.-дн. и экономию цемента на 18,6 т. Они являются эффективной конструкцией покрытий не только сельскохозяйственных, но и промышленных зданий различного назначения. На рамы изданы технические условия [2].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Золотухин Ю. Д. Моделирование и испытание железобетонных рам с повышенными стойками для промышленных и сельскохозяйственных зданий // Вопросы стр-ва и архит. — Вып. 17. — Минск: Высшая школа, 1989. — С. 66—71.
2. ТУ 223 БССР 21—87. Рамы железобетонные составные с повышенными стойками для однопролетных сельскохозяйственных зданий пролетом 12 и 18 м с уклоном 1:4 / Белсельстрой. — Минск, 1987. — 18 с.

УДК 624.016.504

С. Г. СМЕРНОВ, инж. (Белпромпроект); Т. М. ПЕЦОЛЬД, д-р техн. наук, проф., В. Б. СЕРГЕЕВ, канд. техн. наук, Е. Т. СЕРГЕЕВА, инж. (Белорусский политехнический ин-т); В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Использование многоэтажных вентиляционных вставок в качестве элементов жесткости каркаса производственного здания

Одним из путей снижения материалоемкости и стоимости каркасов одноэтажных производственных зданий является обеспечение их совместной работы с жесткими конструктивными системами: многоэтажными зданиями, крытыми рамами, вентиляционными вставками, технологическими галереями и т. д.*. Исследования и экспериментальное проектирование, выполненные с участием Белорусского политехнического

института, Белпромпроект, Минстроя БССР, ПИ-1, НИИЖБа, ЦНИИпромзданий, показали рациональность расположения многоэтажных вентиляционных вставок внутри одноэтажной части здания с расчленением его каркаса в продольном и поперечном направлениях. Такое конструктивное решение позволяет отказаться от устройства связей в продольном направлении здания, а также снизить расход материалов на колонны и фундаменты одноэтажной части каркаса за счет передачи горизонтальных нагрузок на многоэтажные вставки.

При проектировании и строительстве

первого корпуса филиала Минского тракторного завода в Сморгони использовали конструктивную схему здания с расположением технологических вентиляционных вставок в продольном направлении. Корпус имеет размер в плане 494,7×360 м. Двух- и трехэтажные однопролетные вставки разделяют одноэтажную часть здания на четыре блока шириною 144 (три блока) и 24 м (один). Сетка колонн в одноэтажных частях корпуса 12×24 м. Отметка низа стропильных железобетонных ферм серии 1.463—3 составляет 10,8 и 13,2 м (рис. 1). В качестве нормативной нагрузки на стропильные

* Одноэтажные здания промышленных предприятий с диафрагмами жесткости / П. А. Зубко, В. А. Ильяшенко, А. Я. Розенблюм и др. // Экспр.-информ. Организация и производство строительных работ. — М., 1983. — Вып. 53. — 11 с.

фермы, устанавливаемые с шагом 6 м на подстропильные серии 1.463.1...4/83 от подвесного транспорта, приняты три груза по 200 кН. Сетка колонн трехэтажных вставок 6×12 м. На отметках 0 и 6 м размещены технологические и вспомогательные помещения, а на отметке 13,8 м — приточные вентиляционные камеры. В двухэтажных вставках приточные камеры расположены также на отметке 13,8 м. Сетка колонн по технологическим причинам принята 12×12 м. Каркас вставок решен по рамной схеме с жестким сопряжением ригелей с колоннами серии 1.420—6.

В процессе проектирования было проанализировано восемь конструктивных схем поперечных рам каркаса. В семи вариантах многоэтажные вставки выполняют функции элементов жесткости примыкающих одноэтажных блоков за исключением части здания с отметкой низа стропильных ферм 13,2 м, расчет которой выполнен без включения в работу многоэтажных рам.

В процессе проектирования было принято в качестве базового, температурные швы по осям 7, 8, 14, 15, 21, 22, в зоне которых устанавливают спаренные колонны, разделяют здание на отдельные одно- и многоэтажные отсеки. Колонны одноэтажных блоков жестко сопряжены с фундаментами и шарнирно с конструкциями покрытия.

Температурные отсеки здания с каркасом по первой и второй схемам (см. рис. 1) включают совместно работающие одно- и многоэтажную части корпуса. Температурные швы выполняют на спаренных колоннах по осям 7, 14, 21. Стропильные или подстропильные фермы по осям 8, 15, 22 опираются на колонны многоэтажных рам. Колонны одноэтажных частей здания с каркасом первой схемы соединены с фундаментами жестко, второй — шарнирно.

Особенностью конструктивных решений каркасов третьей и четвертой схем является устройство температурных швов на колоннах многоэтажных вставок с помощью подвижных в горизонтальном направлении опор (катковых или с использованием антифрикционных прокладок) в узлах опирания конструкций покрытия одноэтажных частей корпуса на консоли многоэтажных колонн. Устойчивость одноэтажных блоков четвертой схемы каркаса обеспечивается жесткой заделкой их колонн в фундаментах. В решении каркаса по третьей схеме предусматривается как жесткое (по осям 11 и 18), так и шарнирное

Вариант каркаса	Расход бетона, м ³	Расход арматуры, т	Стоимость, тыс. р.
<i>Одноэтажная часть здания</i>			
Базовый	2090,97	499,42	427,66
	5472,00	168,15	361,68
Схема 1	1177,20	354,20	245,51
	3819,00	126,94	277,16
Схема 2	1278,10	390,00	256,60
	28,49	84,70	210,20
<i>Все здание</i>			
Базовый	7569,97	817,07	832,28
Схема 1	4996,20	662,84	578,64
Схема 2	4128,20	617,90	511,00

Примечание. Над чертой — для колонн, под чертой — для фундаментов.

сопряжение одноэтажных колонн с фундаментами.

В здании с конструктивным решением каркаса по пятой или шестой схеме температурные швы располагаются в центре одноэтажных частей корпуса на спаренных колоннах. Колонны одноэтажных блоков пятой схемы соединены с фундаментами шарнирно, шестой — с частичным защемлением. В обоих вариантах предусмотрено шарнирное опирание элементов покрытия одноэтажных частей здания на колонны многоэтажных в зоне их примыкания.

Трехэтажные вставки здания с каркасом по седьмому варианту решены по продольной связевой схеме, а двух-

этажные — по рамной. Опирание плит покрытия и перекрытий серии 1.420—6 предусмотрено на полки продольных ригелей. На колонны многоэтажных частей здания опираются также примыкающие к ним стропильные и подстропильные фермы одноэтажных блоков каркаса. Температурные швы устроены в одноэтажных блоках (без спаренных колонн) путем опирания конструкций покрытия смежных пролетов на подвижные опоры. В рассматриваемом конструктивном решении каркаса все колонны жестко защемлены в фундаментах.

Анализ разработанных конструктивных решений каркаса корпуса показал, что здания по первой и второй схемам имеют лучшие, по сравнению с другими вариантами, технико-экономические показатели, а узлы сопряжения элементов просты в исполнении и не требуют применения дефицитных антифрикционных материалов или специальных катковых опор.

Из данных таблицы следует, что использование многоэтажных вентиляционных вставок в качестве элементов жесткости позволяет разгрузить колонны и фундаменты одноэтажной части здания и снизить их материалоемкость и стоимость. Причем расход бетона сокращается в большей степени за счет фундаментов (для первой схемы 64,49%), в результате экономии бетона по одноэтажной части корпуса (для второй 68,42%), а расход стали — за счет колонн. При этом следует учитывать,

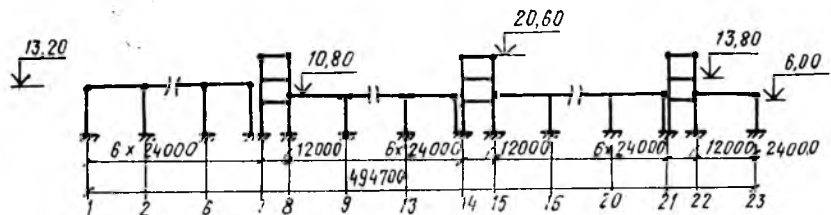


Рис. 1. Конструктивная схема поперечной рамы здания



Рис. 2. Общий вид корпуса

что применение centrifугированных колонн дополнительно уменьшает по сравнению с вариантом каркаса с прямоугольными колоннами сплошного сечения расход бетона примерно на 15, стали — на 5%. В многоэтажных вентиляционных галереях, участвующих в восприятии нагрузок на конструкции одноэтажных блоков, усилия возрастают только в колоннах. Причем в каркасе, выполненном по второй схеме, из-за шарнирного сопряжения колонн с фундаментами и соответственно уменьшения расчетной длины температурного

шва, указанное возрастание частично компенсируется уменьшением усилий в элементах от температурных деформаций конструкций. При одинаковом расходе бетона на колонны многоэтажных рам по второй схеме увеличение расхода арматуры составляет всего 2,7, а стоимости 3,4%. В ригелях возрастание усилий не привело к увеличению их материалоемкости.

Анализ технико-экономических показателей вариантов показал, что наиболее эффективна вторая схема каркаса. Однако шарнирное сопряжение колонн с

фундаментами предполагает применение специальных кондукторов для монтажа колонн, и к внедрению была принята первая схема каркаса. Общий вид каркаса первого корпуса филиала Минского тракторного завода в Сморгони представлен на рис. 2.

Вариантное проектирование и строительство корпуса свидетельствуют о высокой эффективности конструктивного решения каркаса здания, в котором многоэтажные железобетонные вентиляционные вставки выполняют функции элементов жесткости.

УДК 624.078

Е. К. НУРМАГАНБЕТОВ, канд. техн. наук, Е. А. РУДНИК, инж. (Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т)

Работа стыковых соединений ригеля с колонной в железобетонном каркасе при сейсмических нагрузках

В настоящее время в железобетонных каркасных зданиях стык ригеля с колонной осуществляют ванной сваркой выпусков арматуры (рис. 1). В соответствии со СНиП 3.02.01—87 расстояние от грани колонны до оси стыка регламентировано лишь условием перегрева бетона при сварке и составляет 100..150 мм. При этом стык ригеля с колонной находится в зоне максимального момента ригеля (рис. 2). При расчете железобетонного каркаса с учетом сейсмического воздействия этот момент на опоре возрастает почти в два раза по сравнению с моментом от основного сочетания нагрузок. Кроме того, сварной шов при сейсмическом воздействии не равнопрочен основному металлу, его прочность уменьшается почти на 20% вследствие изменения структуры металла и отсутствия пластической зоны в шве. Эффект кратковременности сейсмического воздействия в СНиП II-7-81 учитывают введением коэффициента условий работы $m_{кр}$, который для целых сечений железобетонного каркаса равен 1,2, а для сечений, имеющих сварные соединения, — 1. Несущую способность сварных соединений в условиях сейсмического воздействия для достижения равнопрочности с основным металлом необходимо увеличить в 1,2 раза, что

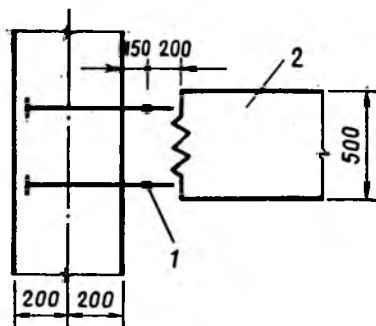


Рис. 1. Серийный вариант соединения колонны с ригелем
1 — стык на ванной сварке; 2 — несущий ригель

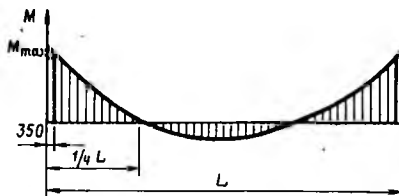


Рис. 2. Эпюра моментов в ригеле от нагрузок особого сочетания

невозможно при ванной сварке стыка. Таким образом, обеспечение равнопрочности сварного стыка основному сечению железобетонного каркаса возможно благодаря увеличению стыкуемых элементов на 20%, что не экономично.

Для достижения равнопрочности стыка ригеля с колонной авторами предложены варианты переноса сварного шва из зоны максимального момента ригеля вследствие удлинения арматурного каркаса ригеля (рис. 3). В первом варианте сварной шов заменен угловым сварным швом в края возводимой колонны удлинением арматурного каркаса ригеля устанавливают шайбы с раззенкованными отверстиями и заваривают наружным швом. Во втором варианте стык на ванной сварке производят по середине сечения колонны в средних пролетах каркасного здания. Этот сварной шов удален от зоны максимальных моментов и большой опасности не представляет. Рассматриваемая схема ригеля безопасна при сейсмическом воздействии.

Арматурная сталь до разрушения работает в соответствии с диаграммой 1 (рис. 4), т. е. после достижения сталью напряжения $\sigma = \sigma_T = 392$ МПа происходит накопление остаточных деформаций в арматуре, сопровождающееся поглощением энергии, сообщаемой зданию при землетрясении. Количество энергии, поглощенное сталью, пропорционально ее пластическим свойствам и определяется площадью многоугольника

ОАВСД. Для аппроксимации предложена нелинейная зависимость $\sigma-\epsilon$ (площадь многоугольника ОА'В'С'Д' на диаграмме 2). Напряжение устанавливают по формуле

$$\sigma = a_1 \epsilon + a_2 \epsilon^2, \quad (1)$$

где a_1, a_2 — коэффициенты аппроксимации, зависящие от класса стали.

Наиболее простой является билинейная модель, из которой, как частный случай, получается идеальная упруго-пластическая диаграмма Прандтля 3 и соответствующая площадь параллелепипеда ОА'С'Д' (см. рис. 4). По этой модели количество энергии, поглощенное сечением, состоящим из арматурных стержней класса А-III, равно работе совершаемой продольной силой при деформировании*

$$A = Fl \int_0^{\epsilon_1} \sigma d\epsilon; \quad (2)$$

$$\text{или } A = Fl \sigma_T \epsilon_1,$$

где A — работа, совершаемая продольной силой в арматурных стержнях при деформировании за пределом упругости; F — площадь сечения стержня; l — длина стержня; σ — продольное напряжение.

Стержень класса А-III, равно работе, со $\epsilon = 14\%$, а для сварного шва $\epsilon = 0,6\%$, остальные величины постоянные. Энергия, которую может поглотить сварной шов (см. рис. 4), примерно в четыре раза меньше, чем та, которую поглощает арматура сплошного сечения.

Предложенный вариант (см. рис. 3) использован в Казгорстройпроекте при проектировании железобетонного каркаса 5-этажного жилого дома, в котором применяли сборные ригели и монолитные колонны, пространственный арматурный каркас ригеля был удлинен на размер колонны (в сторону крайней колонны), т. е. без изменения размеров опалубки ригеля. Ригели с выпусками арматуры заводили сверху между выставленными заранее стержнями колонны, опускали в проектное положение и фиксировали траверсами.

* Борджес Дж. Ф., Равера А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. — М.: Стройиздат, 1989, 136 с.

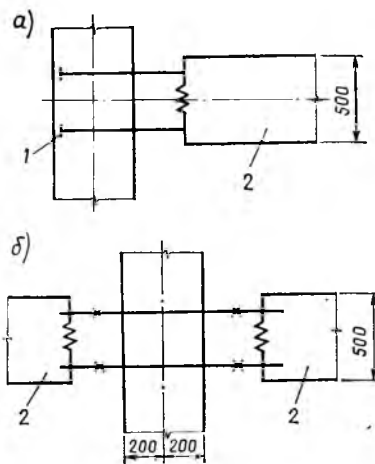


Рис. 3. Предлагаемый вариант соединения колонны с ригелем
а — стык на ванной сварке отсутствует; б — стык на ванной сварке по середине сечения колонны; 1 — шайба; 2 — несущий ригель

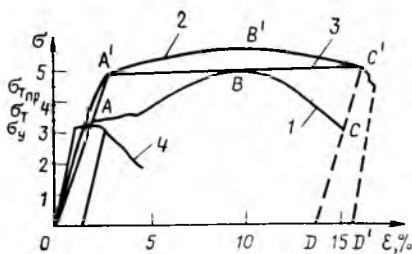


Рис. 4. Диаграммы работы стали
1 — реальная диаграмма растяжения арматурной стали; 2 — диаграмма нелинейной аппроксимации зависимости $\sigma-\epsilon$; 3 — идеальная упруго-пластическая диаграмма Прандтля; 4 — условная диаграмма работы сварного шва; А, А', В, В', С, С', D, D' — характерные точки

Затем устанавливали и заваривали шайбы на концы арматуры ригелей у крайних осей пролета. Таким образом, устранение одного сварного шва на ригеле повышает прочность и снижает опасность обрушения перекрытий в случае значительного сейсмического воздействия и позволяет благодаря постоянному сечению арматуры в зоне сварного соединения сэкономить 40 т стали на пяти 5-этажных зданиях. Полученный опыт использован при проектировании 9-этажных жилых домов в Алма-Ате из тех же конструкций со сборными диафрагмами жесткости. Было предложено два сварных шва у средней колонны заменить одним — в середине колонны (см. рис. 3), поскольку сила

от сейсмического воздействия на 9-этажный дом в несколько раз больше, чем на 5-этажный. При этом сварной шов в середине колонны без сейсмических воздействий равнопрочен металлу арматуры ригелей и опасности не представляет, а при сейсмическом воздействии усилия, приходящиеся на сварной шов в середине колонны, гораздо менее разрушительны, чем у краев колонны в зоне максимального момента ригеля.

Предложенные варианты переноса сварного шва из зоны максимального момента ригеля и замена его угловым сварным швом у края монолитной колонны удлинением арматурного каркаса ригеля значительно улучшили работу ригеля в условиях сейсмических воздействий, устранив возможность хрупкого разрушения в зоне сварного шва и обеспечив возможность восприятия арматурой ригеля максимальных сейсмических сил благодаря упругим и пластическим деформациям арматуры.

Проведенные исследования подтвердили высокую надежность предложенного стыкового соединения ригеля с монолитной колонной при повторных динамических нагрузках типа сейсмических. Разрушение стыка происходило при разрыве стержневой арматуры или при разрушении сжатой зоны бетона.

Замена двух сварных швов в средних пролетах одним в середине колонны (второй вариант) значительно увеличила прочность каркаса, сократилось число ваннх сварок с четырех до одной, уменьшилось время монтажа ригеля в 2 раза. Экономия стали при сооружении трех двухсекционных и трех односторонних каркасных зданий составила 90,5 т.

Вывод

Опыт проектирования и предложенные решения без особых дополнительных затрат повышают прочность и устраняют аварийность стыков ригелей с колонами в условиях сейсмических воздействий, исключают дополнительный расход стали на обеспечение равнопрочности сварного стыка с основным металлом, уменьшают число ваннх сварок и сокращают сроки строительства.

Особенности напряженно-деформированного состояния торцевых зон плит ПАГ

Сборные покрытия из преднапряженных железобетонных плит ПАГ, изготовленных по ГОСТ 25912.0—83—ГОСТ 25912.3—83, получили широкое распространение при строительстве аэродромов и дорог. Однако такие покрытия часто не удовлетворяют предъявляемым к ним требованиям по надежности и долговечности, т. е. разрушаются гораздо раньше окончания нормативного срока службы.

Обследованиями плит на заводах ЖБИ ПО Моспромжелезобетона, объединения «Баррикада» (Ленинград), комбината Стройиндустрия (Клин) выявлено, что примерно 70% выпускаемых плит имеет дефекты в виде трещин, расположенных между напрягаемыми стержнями на торцевой грани плиты, которые в некоторых случаях выходят на нижнюю и верхнюю поверхности. Несмотря на то, что ГОСТ 25912.0—83 не допускает трещин на поверхности плиты, их не отбраковывают в связи с массой дефекта.

Натурными испытаниями участка сборных покрытий из плит ПАГ-18 установлено, что разрушение покрытия, как правило, начинается с постепенного развития начальных трещин между напрягаемыми стержнями. Плиты укладывали на пескоцементное основание с коэффициентом постели 200 мН/м³. Реальную самолетную нагрузку имитировали прокаткой специальной установки: нагрузка на шестиколесную опору составила 700 кН. На рис. 1 представлены дефектовочные схемы фрагмента опытного участка покрытий до прокатки и после 1000 проходов установки. Из рис. 1 видно развитие начальных продольных трещин и разрушение покрытия в процессе воздействия эксплуатационной нагрузки.

Для выяснения причин возникновения начальных трещин исследовали напряженно-деформированное состояние торцевой зоны плиты в доэксплуатационный период. Расчеты выполнялись с использованием программы, составленной на основе метода конечных элементов [1]. Плиту моделировали пространственным прямоугольным конечным элементом с тремя степенями свободы в каждом узле, напрягаемые арматурные

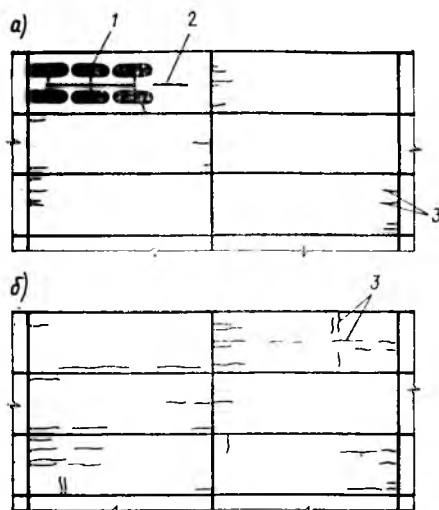


Рис. 1. Дефектовочные схемы покрытия из плит ПАГ-18

а — до прокатки; б — после 1000 проходов установки; 1 — схема опоры установки; 2 — направление движения установки; 3 — трещины на поверхности плит

стержни — пространственным стержневым элементом с тремя степенями свободы в каждом узле [2], усилие преднапряжения — заданным относительным удлинением напрягаемых стержней. Тол-

Вариант расчета	Толщина плиты, м	Число напрягаемых стержней	d, мм	A _s , см ²	σ _{bx₀} ^{max} , МПа	τ _{bx₀y₀} ^{max} , МПа
1	0,14	10	14	15,386	2,613/2,577	9,281/2,701
2	0,14	14	12	15,826	1,762/1,615	5,202/1,816
3	0,14	18	10	14,130	1,516/1,412	3,737/1,300
4	0,18	12	14	18,460	2,736/2,408	6,009/2,162
5	0,18	16	12	18,086	2,054/1,834	4,641/1,645

Примечания. 1. Перед чертой — на уровне напрягаемых стержней, после черты — на поверхности плиты. 2. Варианты расчета 1 и 4 — существующие конструкции плит ПАГ по ГОСТ 25912.0—83 — ГОСТ 25912.3—83.

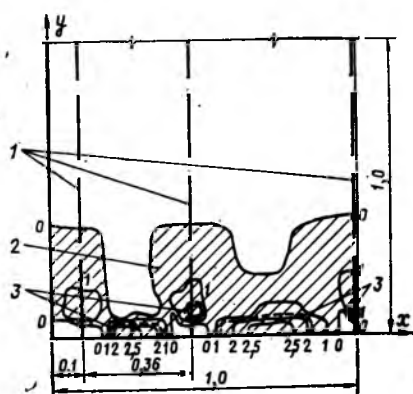


Рис. 2. Изолинии начальных нормальных напряжений σ_{bx_0} на поверхности плиты для варианта расчета 1
1 — напрягаемые арматурные стержни; 2 — зона растягивающих напряжений; 3 — изолинии

щина плит, число напрягаемых стержней, их диаметр и суммарные площади сечений напрягаемой арматуры A, приведены в таблице. Контролируемое преднапряжение арматуры класса А-IV $\sigma_{sp} = 540$ МПа, бетон класса В30, толщина защитного слоя бетона $a = 0,04$ м; длина плит 6 м, ширина 2 м. Результаты исследований приведены на рис. 2, 3 и в таблице.

Анализ характера напряженно-деформированного состояния торцевой зоны плиты показал, что во всех рассмотренных случаях при осуществлении преднапряжения возникают значительные начальные нормальные растягивающие напряжения $\sigma_{bx_0}^{max}$ между напрягаемыми стержнями, а также большие касательные напряжения $\tau_{bx_0y_0}^{max}$ над напрягаемыми стержнями (см. рис. 2, 3 и таблицу). Характер распределения растягивающих напряжений на уровне напрягаемых стержней и на поверхности плиты практически одинаков. Зона максимальных нормальных растягивающих напряжений ($\sigma_{bx_0}^{max} > R_{bt,ser}$) располагается между напрягаемыми стержнями и распространяется на расстояние 0,05...0,1 м от торца плиты (см. рис. 2, 3). В варианте расчета 1 зона максимальных нормальных растягивающих напряжений располагается также и над напрягаемыми стержнями (см. рис. 2). Зона максимальных касательных напряжений находится около напрягаемых стержней.

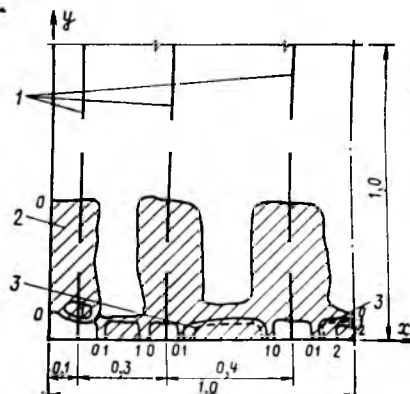


Рис. 3. Изолинии начальных нормальных напряжений σ_{bx_0} на поверхности плиты для варианта расчета 4
Условные обозначения см. рис. 2

Увеличение числа напрягаемых стержней и равномерное их распределение по ширине плиты с сохранением суммарной площади сечения напрягаемых стержней несколько снижает $\sigma_{bx_0}^{\max}$ и $\tau_{bx_0y_0}^{\max}$ (см. таблицу).

Необходимо отметить, что в процессе эксплуатационного воздействия реальной самолетной нагрузки в сечениях торцевой зоны плиты возникают значительные растягивающие напряжения σ_{bx} [3]. Теоретические исследования показали, что начальные растягивающие напряжения $\sigma_{bx_0}^{\max}$, возникающие от воздействия преднапряжения в торцевой зоне плиты, суммируются с растягивающими напряжениями σ_{bx} от эксплуатационной нагрузки. Таким образом, начальные продольные трещины в торцевой зоне плиты при эксплуатации покрытия интенсивно развиваются вследствие конструктивных недостатков существующих типов плит ПАГ. При расчете сборных аэродромных покрытий согласно СНиП 2.05.08—85 не учитывается наличие начальных трещин в торцевой зоне плит, что вызывает завышение действительного ресурса покрытий из таких плит.

Выводы

В существующих конструкциях плит ПАГ в доэксплуатационный период в торцевой зоне плит возникают значительные растягивающие напряжения, вызванные действием преднапряжения. Растягивающие напряжения приводят к образованию начальных продольных трещин между напрягаемыми стержнями и над ними.

Плиты, имеющие начальные трещины в торцевой зоне, не отбраковывают. В процессе эксплуатации начальные трещины интенсивно развиваются, что в некоторых случаях приводит к преждевременному выходу покрытия из строя.

В качестве конструктивного мероприятия для предотвращения возможности появления начальных продольных трещин между напрягаемыми стержнями предлагается увеличить число напрягаемых стержней при сокращении суммарной площади сечения напрягаемой арматуры и более равномерно распределить их по ширине плиты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций. — Киев: НИИАСС Госстроя УССР, 1979, 156 с.
2. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А. С. Городецкий, В. И. Зоворидский, А. И. Лантух-Лященко и др. — М.: Транспорт, 1981. — 194 с.
3. Предварительно напряженные покрытия аэродромов и дорог / Б. С. Раев-Богословский, А. Н. Защепин, Б. И. Демин и др. — М.: Транспорт, 1972. — 200 с.

УДК 697.87

М. И. БУРАЕВ, инж. (Уральский филиал ВАМИ)

Изменение модуля деформаций в бетонах на местных материалах

Для широкого использования местных материалов, являющихся отходами производства алюминиевой (бокситовый шлам), асбестовой (песок, щебень) промышленности фракций 5...20 и 20...40 мм при изготовлении керамзитшламобетона и конструкционного шламобетона, необходимы исследования их прочности и деформативности.

В качестве вяжущих при формировании бетонных образцов применяли алюможелезистые цементы Харьковского экспериментального цементного завода [1], содержащие 30...50% Al_2O_3 , 35...45% CaO и 5...15% SiO_2 . Исходными материалами для его получения служили известняк и красный бокситовый шлам алюминиевых заводов. Опытная партия алюможелезистого цемента характеризовалась пластичностью теста 24%, при этом сроки его схватывания были больше, чем у обычного портландцемента. При сроках схватывания — начало 4 ч 20 мин, конец — 8 ч 40 мин, предел прочности при сжатии образцов, твердевших в нормальных условиях в возрасте 1, 3, 7, 28 сут и 3 мес, составил 36,4; 46; 56; 68,7 и 73,6 МПа.

Крупным заполнителем для керамзитшламобетона служил керамзитовый гравий Асбестовского завода ЖБИ фракции 5...20 мм прочностью 2,1...2,2 МПа.

* А. с. 981272 СССР, МКИ³ С 04 В 7/02. Вяжущее / М. И. Бураев, Л. П. Сапожникова (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 46. — С. 26.

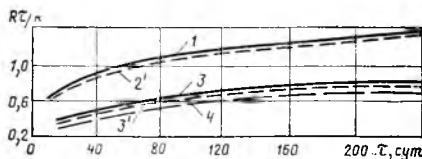


Рис. 1. Характер развития прочности бетона во времени

1 — экспериментальная кривая шламобетона; 2', 3' — теоретическая кривая по выражению (1); 3 — экспериментальная кривая керамзитобетона; 4 — теоретическая кривая по зависимости (3)

Каждая партия включала три куба с ребром 15 см и призмы размером $10 \times 10 \times 40$ см одного исходного состава (Ц : П : Ш(К) : В = (3...3,8) : (6...8) : 11 : (1,8...2). В данных составах 20...30% алюможелезистого цемента заменяли бокситовым шламом [1]. Для определения кубиковой и призмной прочности, а также модуля деформации с коэффициентом Пуассона применяли керамзитшламобетон класса В10 и тяжелый шламобетон класса В30. Качество образцов контролировали при определении их объемной массы взвешиванием. Керамзитшламобетон и шламобетон в возрасте 28, 90, 150, 240 сут твердел в нормальных условиях после ТВО при $t_{из} = 80^\circ C$ по режиму 2+3+ +8+2 ч. Кубы и призмы испытывали на 50-тонном гидравлическом прессе ПСЦ-50. Среднюю прочность тяжелых бетонов на местных материалах определяли как среднее арифметическое результатов испытаний трех образцов-близнецов**. Данные испытаний прочности керамзитшламобетона и конструкционного шламобетона приведены на рис. 1. Установлено, что непрерывные физико-химические процессы, протекающие при твердении бетона на местных материалах, изменяют во времени прочность и деформативность. Закономерности изменения деформативности твердеющего шламобетона тесно связаны с нарастанием прочности материала. Совместное влияние этих факторов на рост прочности бетона на местных материалах через номинальную марочную прочность можно рассчитать по формуле

$$\frac{R_\tau}{R} = 1 - \frac{1000 - \tau}{S(100 + R)} \text{ig} \frac{28}{\tau}, \quad (1)$$

где R_τ — кубиковая прочность шламобетона при нагружении его в возрасте $3 \leq \tau \leq 240$ сут; R — кубиковая прочность шламобетона в возрасте 28 сут.

** А. с. 881051 СССР, МКИ³ С 04 В 15/00. Бетонная смесь / Л. Г. Шлытова, В. Е. Тузяк, М. И. Бураев, В. К. Шаламов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1981. — № 42. — С. 25.

А. с. 967989 СССР, МКИ³ С 04 В 15/00. Бетонная смесь / М. И. Бураев, В. Е. Тузяк (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 39. — С. 28.

При проверке достоверности выражения (1) использовали опытные данные, полученные при испытании шламобетона, твердевших в нормальных температурно-влажностных условиях. Для шламобетона зависимость (1) близка к известной логарифмической. На рис. 1 приведен характер нарастания прочности во времени и подсчитанный по формуле (1). Как видно из рис. 1, выражение (1) дает довольно близкие значения при определении прочности ϵ разным возрастом. R_t/R для шламобетона составляет 1,07; 1,29; 1,4 в возрасте 60, 150, 240 сут. Отношение, подсчитанное по формуле (1), для того же возраста — 1,03; 1,277 и 1,38.

Прочность керамзитшламобетона можно подсчитать по выражению

$$R_b = [(1 - \varphi) \frac{E_p}{E_3} + \varphi] R_3, \quad (2)$$

где φ — объемная концентрация керамзитшламобетона.

При обработке опытных и теоретических данных керамзитшламобетона установлено, что R_t/R в возрасте 60, 150, 240 сут аналогично тяжелому шламобетону. Для этого использовали корреляционный анализ для четырех переменных x_1 — Ц/В; x_2 — расход цементного теста t ; x_3 — активность цемента R_d ; x_4 — прочность заполнителя R_3 . На ЭВМ было получено уравнение регрессии вида

$$R_b = 102,6 \frac{Ц}{В} + 0,438 t + 0,216 R_d + 1,2 R_3 - 278,9, \quad (3)$$

где R_b — прочность керамзитшламобетона в возрасте 28 сут.

Сводный коэффициент корреляции после выполнения расчетов по формуле (3) на ЭВМ М-222 равен 0,91, что указывает на достаточно тесную линейную связь между исследуемыми параметрами. Для учета влияния отдельных факторов на прочность бетона вводят коэффициенты корреляции, позволяющие оценить линейную зависимость между прочностью керамзитшламобетона и любым из рассмотренных факторов при исключении остальных: $V_1=0,871$; $V_2=0,649$; $V_3=0,195$; $V_4=0,534$.

Принятые в корреляции составы керамзитшламобетона охватывают реальные составы легких бетонов, поэтому уравнение (3) можно принять в качестве расчетного. Проведенные сопоставления показали, что фактические R_b и подсчитанные по формуле (3) отличаются максимум на 20%, что не выходит за пределы разброса, допускаемого для бетона.

Модуль упругости бетона при сжатии керамзитшламобетона определяли на

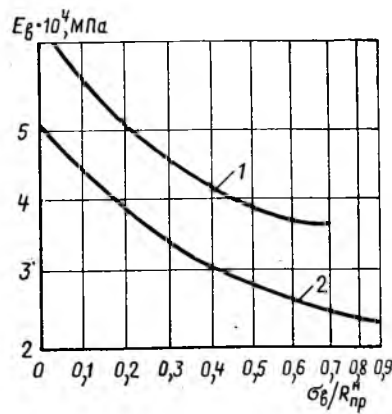


Рис. 2. Зависимость модуля упругости бетона от напряжений по средним значениям образцов

1 — шламобетон; 2 — керамзитшламобетон

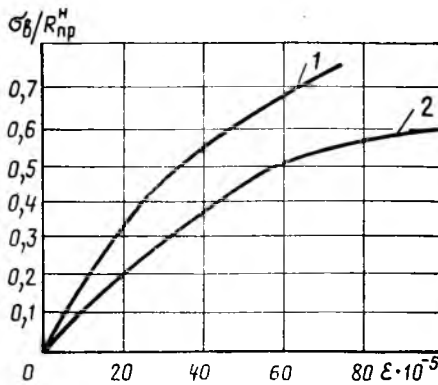


Рис. 3. Зависимость $\sigma - \epsilon$ по средним значениям напряжений и деформаций

1, 2 см. рис. 2

призмах размером $10 \times 10 \times 40$ см статическим методом по методике НИИЖБа. Деформацию бетона фиксировали индикаторами часового типа и датчиками, наклеенными на бетонные призмы, а их сигналы улавливали при помощи ИДС-1. При определении модуля упругости при кратковременном испытании попутно дополнительно устанавливали призмную прочность R_p^n ; зависимость $\sigma - \epsilon$, предельные деформации ϵ_b^{np} , коэффициент Пуассона μ . Некоторые призмы не доводили до разрушения, их использовали для определения модуля упругости и коэффициента Пуассона [2].

Начальный модуль деформации шламобетона и керамзитшламобетона $E = \sigma/\epsilon$ устанавливали при относительном уровне в бетоне 20...30% предела прочности опытных образцов. В этой области напряжений кривая, характеризующаяся зависимостью $\sigma - \epsilon$, имеет незначительную кривизну, поэтому начальный момент деформаций не зависит от напряжений. Повторным нагружением бетона в зоне невысоких напряжений до некоторой степени можно исключить влияние остаточных деформа-

ций бетона на модуль упругости. Полученную таким образом характеристику деформативности бетона на местных материалах рассматривают условно как начальный модуль упругости. При исследовании напряженно-деформированного состояния установлено, что шламобетон и керамзитшламобетон не подчиняются закону Гука, имеют диаграмму сжатия криволинейного очертания (рис. 2, 3). Известны различные выражения математического очертания кривой $\sigma = \varphi(\epsilon)$, в основу которых положены экспериментальные закономерности. При кратковременном возрастании статической нагрузки отклонение диаграммы сжатия от прямолинейной обусловлено преимущественно нарушением сплошности материала вследствие перехода границы микротрещин R_t^o и дальнейшим развитием микротрещин в бетоне. В более общем случае степень искривления диаграммы зависит также от скорости нагрузки, поскольку наблюдаемая деформация включает деформации ползучести. В лабораторных условиях начальный модуль деформаций бетона на местных материалах находили при относительном уровне напряжений в бетоне 20...30% предела прочности опытных образцов. В этой области напряжений кривая, характеризующая зависимость $\sigma - \epsilon$, имеет незначительную кривизну.

Для расчета модуля упругости бетона на местных материалах наиболее распространена зависимость

$$E_t = \frac{E_m R_t}{S + R_t}, \quad (4)$$

где E_t , R_t — модуль упругости бетона и кубиковая прочность шламобетона при загрузении в произвольном возрасте; E_m , S — эмпирические константы.

Развитие деформаций шламобетона с ростом нагрузки и форма кривой $\sigma - \epsilon$ существенно зависят от того, сохраняется ли постоянной в течение испытания скорость деформированного материала $de/dt = const$, как скорость приложения нагрузки $d\sigma/dt = const$. В первом случае после достижения напряжений на кривой $\sigma - \epsilon$ обнаруживался переходный участок, и дальнейшее нарастание деформаций сопровождалось снижением напряжений. Поперечные деформации измеряли при нагружении образцов ступенчатой нагрузкой тензотрами с ценой деления 0,001 мм на базе 80 мм. Результаты измерения коэффициента поперечных деформаций $\mu(r)$ (отношение кратковременных поперечных деформаций к продольным) приведены на рис. 4. Из рис. 4 следует, что $\mu(r)$ в начале загрузки является прак-

тически постоянным, а с ростом уровня напряжений, начиная с $\sigma/R_{пр} = (0,4...0,5)\mu$ несколько увеличивается. По-видимому, за величину упругого коэффициента поперечной деформации можно принять $\mu(t)$, полученную при относительно невысоких значениях напряжений $(0,4...0,5)R_{пр}$, где $\mu(t)$ практически не зависит от уровня напряжений. Изменение коэффициента поперечных деформаций зависит от времени набора прочности шламобетона, в среднем $\mu(60) = 0,18$; $\mu(150) = 0,17$. Для керамзитшламобетона: $\mu(60) = 0,23$; $\mu(150) = 0,2$. Отношение призмочной прочности шламобетона и кубиковой рекомендуется определять по формуле

$$\frac{R_{пр}}{R} = 0,8 - 0,0001 R. \quad (5)$$

Для керамзитшламобетона $R_{пр}/R = 0,09$. Этот материал обладает большой деформативностью, поэтому в сжатых зонах высокопрочная арматура используется более эффективно, чем в тяжелом шламобетоне. Как показали эксперименты, модуль упругости зависит от свойств заполнителя, плотности и прочности шламобетона. Зависимость для определения модуля упругости керамзитшламобетона от его прочности и объемной массы можно выразить в общем виде

$$E_b = K\sqrt{R}, \quad (6)$$

где K — опытный коэффициент: $K = 10\ 500$.

Бетоны на местных материалах, как показали исследования автора [2], соответствуют требованиям ГОСТ 25192—

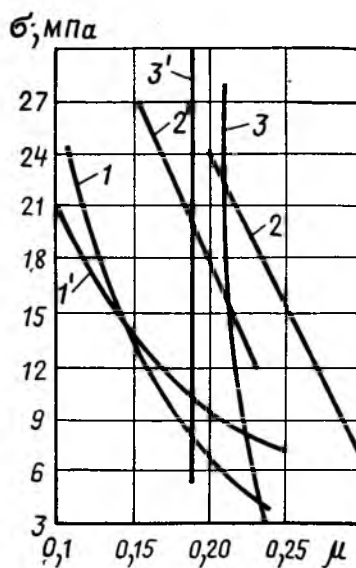


Рис. 4. Зависимость коэффициента поперечных деформаций от напряжений 1, 1' — 28; 2, 2' — 60; 3, 3' — 150 сут: 1...3 — керамзитшламобетон; 1'...3' — шламобетон

82 и классифицируются в зависимости от прочности, плотности и структуры на тяжелый средней плотности ($\gamma = 2200...2500 \text{ кг/м}^3$), мелкозернистый средней плотности ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$), легкий плотный и поризованный структуры, ячеистый автоклавного и неавтоклавного твердения, специальный бетон (напрягающий).

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций из алюможелезистых вяжущих в зависимости от их назначения и условий работы применяют бетоны прочностью 10...80 МПа: тяжелый бетон — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40;

В45; В50; В55; В60; В70; напрягающий бетон — В20; В25; В30; В40; В50; В60; В65 и мелкозернистый бетон группы А естественного твердения или подвергнутый ТВО при атмосферном давлении на песке с $M_k = 1,5...2$ классов В3,5...В40, а группы В, подвергнутый автоклавной обработке — В15...В60. Легкий бетон на алюможелезистых вяжущих с $\gamma = 800...2000 \text{ кг/м}^3$ имеет прочность В2,5...В40, а ячеистый бетон при $\gamma = 500...1200 \text{ кг/м}^3$ — В1...В12,5. Поризованный бетон при $\gamma = 800...1000 \text{ кг/м}^3$ рекомендуется изготавливать классов В2,5; В3,5 и В5, а при $\gamma = 1000...1400 \text{ кг/м}^3$ — классов В3,5...В7,5. Возраст бетона на местных материалах, отвечающий классу по прочности на сжатие, назначают при проектировании исходя из возможных реальных сроков загрузки строительных конструкций проектными нагрузками, способа возведения, условий твердения бетона. Результаты экспериментальных исследований проверяли при использовании в г. Асбесте, Каменске-Уральском, Верхней Пышме панелей-оболочек, фундаментов-оболочек, подкрановых балок, дорожных железобетонных плит покрытий и подпорных стен из тонкостенных железобетонных элементов и набивных свай с общим экономическим эффектом 500 тыс. р.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Буряев М. И., Тузяк В. Е., Шлынова Л. Г. Синтез алюможелезистого цемента из красного шлама // Комплексное использование минерального сырья. — 1984. — № 2. — С. 72.
2. Буряев М. И. Прочностные и деформативные свойства керамзитбетона и конструкционного бетона из отходов производства // Комплексное использование минерального сырья. — 1983. — № 3. — С. 72.

УДК 666.982

Ю. В. САВИН, инж. (НИПИинжнефтегазстрой)

О расчете исходной плотности щелочного раствора в шлакощелочном бетоне

На физико-механические характеристики шлакощелочных бетонов значительно влияет результирующая плотность применяемого щелочного раствора, которая образуется в свежееотформованном бетоне после перемешивания его с влажными заполнителями.

Была предпринята попытка* изложить

основы учета влажности заполнителей при расчете исходной и фактической плотности щелочного раствора в процессе приготовления шлакощелочного бетона. Однако методика расчета и формулы определения ρ_n и ρ_f несколько затруднительны и громоздки. Кроме того, по формуле (1) рекомендуется находить неизвестное ρ_n , которое в числителе дается как известное.

Нами предлагается более рациональная схема расчета результирующей ρ_n и ρ_f .

Количество воды V_w , содержащейся в крупном и мелком заполнителях, определяется их влажностью. Как правило, она у них разная. При смешивании заполнителей происходит перераспределение влаги до усредненного значения, т. е.

$$W_c = \frac{W_n + W_{ш}}{2}, \quad (1)$$

где W_c — усредненная влажность смеси песка и щебня, %; W_n , $W_{ш}$ — влажность соответственно песка и щебня, %.

Зная расчетную массу песка и щебня на 1 м³ шлакощелочного бетона, можно определить количество воды в смеси заполнителей

$$V_B = \frac{(Q_n + Q_m) W_c}{100}, \quad (2)$$

где Q_n , Q_m — расчетная масса соответственно песка и щебня на 1 м³ бетона.

Для определения необходимого объема щелочного раствора, которое требуется добавить в бетонную смесь с учетом влажности заполнителей, надо из общего расчетного объема затворителя вычесть объем воды, находящейся в смеси заполнителей,

$$V_p^n = V_p^n - V_B, \quad (3)$$

где V_p^n — объем щелочного раствора, который необходимо добавить в бетонную смесь; V_p^n — начальный (расчетный) объем затворителя на 1 м³ бетона.

Исходная плотность ρ_n щелочного раствора V_p^n определяется из выражения

$$\rho_n = \frac{(\rho_p - 1) V_B + V_p^n \rho_p}{V_p^n}, \quad (4)$$

где ρ_p — результирующая плотность щелочного раствора в свежеприготовленном бетоне, кг/м³.

При подборе состава шлакощелочного бетона необходимо, чтобы результирующая плотность щелочного раствора в приготовленном бетоне была равна проектной. Следовательно, в (4)

значение ρ_p должно соответствовать проектной плотности щелочного раствора.

При необходимости, например при проведении лабораторных работ, при использовании остатков щелочного раствора исходной плотности ρ_n в производственных условиях и т. д., результирующую плотность можно рассчитывать по формуле

$$\rho_p = \frac{V_p^n \rho_n + V_B}{V_B + V_p^n}. \quad (5)$$

Предложенная методика определения исходной и результирующей плотности содощелочного плава была использована при выпуске опытно-промышленных образцов безнапорных центрифугированных труб из шлакощелочных бетонов.

УДК 691.327:539.4.015

М. И. БРУССЕР, канд. техн. наук (НИИЖБ); Р. М. ГУФАН, канд. техн. наук;
Е. Г. ЗЕЛИКМАН, канд. физ.-мат. наук (РИСИ)

Совершенствование стандартного метода определения параметров поровой структуры бетона

Рекомендуемый в стандарте способ определения параметров пористости основан на описании движения жидкости по прямому цилиндрическому капилляру [1]. В результате анализа этого движения предложена аппроксимационная формула для экспериментальной кривой водопоглощения [2]

$$H(t) = 1 - \exp(-\lambda t)^\alpha, \quad (1)$$

где $H(t)$ — относительная масса жидкости, поглощенная образцом к моменту времени t : $H(t) = m(t)/m_{нас}$; $m(t)$ — реальная масса жидкости, поглощенная к этому времени; $m_{нас}$ — масса жидкости, насыщающая образец; λ — средний размер пор образца; α — степень однородности порового пространства.

Параметры λ и α рассчитывают по формулам или устанавливают по номограммам для определенных моментов времени по ГОСТ 12730.4—78. Показатели пористости по этому методу можно использовать для сравнительных исследований различных бетонов, однако их невозможно сопоставить с другими методами оценки параметров пористости.

Для анализа и уточнения физического смысла λ и α эффективна изокапиллярная модель водопоглощения капиллярно-

пористого тела, представляющая несколько капилляров одинакового радиуса, кривая водопоглощения которых наиболее близка к экспериментальной кривой относительно водопоглощения образца. При этом радиус капилляров считают эффективным радиусом пор в образце $r_{эф}$ и принимают его в качестве параметра поровой структуры. Установление $r_{эф}$ основано на решении того же уравнения движения жидкости в капилляре, которое рассмотрено в источнике [2]. В работе [3] предложено в качестве приближения решения этого уравнения использовать упрощенную зависимость

$$H(t) = \frac{h(t)}{h_{max}} = 1 - \exp\left(-\frac{h}{h_{max}} - \frac{t}{\tau}\right), \quad (2)$$

где $h(t)$ — высота подъема жидкости в капилляре к моменту времени t ; h_{max} — максимальная высота подъема жидкости в капилляре радиуса r : $h_{max} = 2\sigma \cos \theta / \rho g r$; τ — постоянная времени процесса подъема жидкости в капилляре: $\tau = 16\eta \sigma \cos \theta / \rho^2 g^2 r^3$; ρ , σ , η — плотность, коэффициент поверхностного натяжения и вязкость жидкости; θ — краевой угол смачивания.

Соотношение между λ и $r_{эф}$ для изокапиллярной модели можно установить аналитически, поскольку изокапиллярность в приближении (1) заранее полагает $\alpha = 1$. Приравнявая зависимости (1) и (2),

$$\lambda = \frac{1}{\tau} \frac{h_{max}}{h_{max}(t)} = \frac{1}{\tau} \frac{m_{нас}}{m(t)}. \quad (3)$$

Из выражения (3) видно, что при $m = m_{нас}$, т. е. при $t \rightarrow \infty$, λ обратно пропорциональна τ и, следовательно, пропорциональна $r_{эф}^3$.

Таким образом, при изокапиллярной модели видны преимущества $r_{эф}$, как параметра, характеризующего поровую структуру капиллярно-пористых тел, по сравнению с λ . Эффективный радиус имеет размерность длины и простой физический смысл, что позволяет сопоставить значения $r_{эф}$, полученные из кривой водопоглощения, с размерами пор по другим методам.

С целью установления зависимости между λ , α и $r_{эф}$ и нахождения наиболее адекватного описания экспериментальной кривой водопоглощения провели моделирование и исследование на ЭВМ процесса водопоглощения в поликапилляр-

лярных телах с заранее заданной поровой структурой. При переходе к поликапиллярной модели водопоглощения с дискретным распределением радиусов по размерам $H(t)$ определяли по формуле

$$H(t) = \frac{\sum_{i=1}^n S_i h_i(t)}{\sum_{i=1}^n S_i h_{max i}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i H_i(t)}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (4)$$

где S_i — суммарная площадь поперечного сечения всех капилляров с радиусом r_i ; $S_i = \pi r_i^2 N_i$; N_i — число этих капилляров; P_i — доля объема капилляров радиуса r_i от объема капилляров с некоторым базовым радиусом r_1 :

$$P_i = \frac{S_i h_{max i}}{S_1 h_{max 1}} = \frac{r_i N_i}{r_1 N_1} = K_i \frac{N_i}{N_1}; \quad K_i = r_i / r_1.$$

Моделирование процесса водопоглощения состояло в получении опытной кривой водопоглощения $H(t)$ в соответствии с выражением (4). При этом находили характеристики этой кривой: λ и α [2], $r_{эф}$ [3] и значение средневзвешенного радиуса капилляров по формуле

$$\bar{r} = \frac{\sum_{i=1}^n r_i N_i}{\sum_{i=1}^n N_i} \quad (5)$$

Для каждого поликапиллярного тела моделировали пять вариантов распределений, отличающихся значениями P_i : 1— $P_i = K_i$, т. е. количества капилляров всех радиусов, представленных в модели, одинаковы ($N_i = const$); 2— $P_i = K_i^2$, т. е. количество капилляров пропорционально радиусу (нормированному к базовому) ($N_i = N_1 K_i$); 3— $P_i = 1$, т. е. объемы, приходящиеся на капилляры различных радиусов, одинаковы, а число капилляров обратно пропорционально радиусам ($N_i = N_1 / K_i$); 4— $P_i = 1 / K_i$, т. е. объемы капилляров обратно пропорциональны радиусам, следовательно, число крупных капилляров снижается пропорционально квадрату радиуса ($N_i = N_1 / K_i^2$).

В табл. 1 приведены сводные данные исследуемых параметров расчетных

Таблица 1

Номер модельного тела	Варианты распределения радиусов по размерам	Радиус, мкм		λ	α	Коэффициенты корреляции между		
		\bar{r}	$r_{эф}$ при $t=1$ ч			λ и \bar{r}	α и \bar{r}	λ и $r_{эф}$
I	1	12,0	13,4	2,370	0,476	0,9900	0,8800	0,9560
	2	15,0	15,4	3,620	0,516			
	3	8,1	10,7	1,000	0,436			
	4	6,0	7,5	0,240	0,241			
	5	4,0	5,1	0,060	0,446			
II	1	31,0	20,9	8,410	0,218	0,7930	0,1230	0,7360
	2	45,3	24,1	77,300	0,256			
	3	5,7	14,1	21,600	0,162			
	4	1,2	4,0	0,0002	0,190			
	5	1,0	1,2	0,0003	0,444			
III	1	10,3	10,3	0,887	0,554	0,8660	0,6676	0,9450
	2	10,3	10,3	0,888	0,554			
	3	10,3	10,3	0,886	0,554			
	4	10,3	10,3	0,885	0,554			
	5	10,3	10,3	0,884	0,554			
IV	1	13,0	13,1	1,890	0,564	0,9998	0,991	0,9997
	2	13,3	13,4	2,030	0,567			
	3	12,7	12,8	1,760	0,560			
	4	12,4	12,5	1,630	0,558			
	5	12,1	12,2	1,510	0,556			

Таблица 2

Номер модельного тела	r_i , мкм	Коэффициент корреляции между		Уравнение регрессии
		$\Delta r_{эф}$ и α	λ и α	
I	3, 6, 9, 12, 15, 18, 21	0,64	0,938	$\alpha = 0,425 + 0,023\lambda$
II	1, 11, 21, 31, 41, 51, 61	0,53	—	—
III	10,0—10,6	0,30	0,869	$\alpha = 0,526 + 0,029\lambda$
IV	10—16	—	0,993	$\alpha = 0,523 + 0,022\lambda$
V	1—7	—	0,935	$\alpha = 0,489 + 0,189\lambda$

кривых, коэффициенты корреляции между λ и α , а также между \bar{r} и $r_{эф}$.

Значения эффективных радиусов капилляров опытной кривой водопоглощения уменьшаются со временем, т. е. $r_{эф} = r_{эф}(t)$. Такой же результат чаще всего получается при обработке экспериментальных кривых водопоглощения [3, 4], подтверждает целесообразность анализа опытных кривых водопоглощения вместо экспериментальных.

Если однородность порового пространства понимать как степень его приближенности к изокапиллярному телу, то мерой отклонения от этой модели, т. е. мерой неоднородности, может служить разброс эффективных радиусов $\Delta r_{эф}$, подсчитанных для различных моментов времени.

Отметим, что заметной корреляции между α и $\Delta r_{эф}$ нет (табл. 2), а коэффициент корреляции между α и \bar{r} достаточно высок. Этот факт свидетельствует о том, что интерпретация изменения α в различных образцах может быть двойной — вследствие изменения распре-

ления пор по радиусам или самих радиусов пор. Последнее подтверждается наличием высокой корреляции между λ и α (см. табл. 2).

Это свидетельствует о том, что α является дополнительной к λ характеристикой среднего размера пор и не может служить независимым показателем однородности поровой структуры.

Зависимость эффективного радиуса капилляров от времени в поликапиллярной модели непосредственно связана с наличием в этой модели капилляров с различными радиусами, поэтому $\Delta r_{эф}$ можно принять за характеристику степени неоднородности порового пространства модельного тела.

Степень корреляции между λ и $r_{эф}$ поликапиллярной модели очень высока (см. табл. 1). Таким образом, все имеющиеся экспериментальные результаты о зависимости технологических свойств и λ можно использовать и применительно к $r_{эф}$. Введем величины относительного разброса параметров $\delta_\lambda = (\lambda_{max} - \lambda_{min}) / \lambda$ и $\delta_r = \Delta r_{эф} / r_{эф}$.

Установлено, что они имеют один и тот же порядок для различных модельных тел, т. е. чувствительность обоих параметров к изменению условий их определения одинакова.

Например, для модельных тел II и IV $\delta_{\lambda}=1,71$ и $0,058$, $\delta_r=0,8$ и $0,06$.

Таким образом, наиболее физически обоснованными характеристиками пористости по кривой водопоглощения являются $\epsilon_{\text{эф}}$ и $\Delta\epsilon_{\text{эф}}$.

На основании вышеизложенного можно рекомендовать при очередном переосмотре стандарта включить в него методику определения эффективного радиуса капилляров, а также рассмотреть предложения по использованию кинетики водопоглощения бетонов для оценки коэффициента массопереноса [5].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Порхаев А. П. Кинетика впитывания жидкости элементарным капилляром и пористыми телами // Коллоидный журнал. — 1949. — № 11. — С. 346—348.

- Шейкин А. Е., Чеховский Ю. В., Бруссер М. И. Структура и свойства цементных бетонов. — М.: Стройиздат, 1969. — 343 с.
- Гуфан Р. М., Зеликман Е. Г. Изокапиллярная модель водопоглощения пористого тела. — М., 1984. — С. 22—22. — Деп. в ВИНТИ 25.04.84, № 2611.
- Влияние полимерной добавки на капиллярную пористость бетона / Ю. А. Ильевский, Т. С. Пиралов, Е. Г. Зеликман, Р. М. Гуфан. — М., 1984. — С. 10—13. — Деп. в ВИНТИ 06.08.84, № 5685.
- Казанский В. М., Кланченко В. И. Коэффициенты массопереноса силикатных стройматериалов // Изв. вузов: Сер. Стр-во и архитектура. — 1983. — № 11. — С. 65—69.

УДК 624.012.3:624.078.43.001.4

В. В. БРАУН, инж., В. А. РОБСМАН, канд. техн. наук (ВНИИ транспортного стр-ва)

Методика и результаты автоматизированных усталостных испытаний клеевых соединений бетона

Работу клеевых соединений бетона при различных воздействиях изучали советские и зарубежные ученые, однако до настоящего времени не исследовано влияние толщины стыка на выносливость бетона при сжатии [1]. Во ВНИИ транспортного строительства разработали методику и провели автоматизированные испытания составных с клеевым стыком призм на статические и многократно повторные нагрузки. Для экспериментов использовали стенд УРС-200. Регистрацию и измерение параметров сигналов акустической эмиссии (АЭ), возникающих при образовании и росте микро- и макротрещин, осуществляли в автоматизированном режиме благодаря сопряжению аппаратного комплекса АФ-15 «АРГУС-7» помехозащищенными каналами связи с ЭВМ ИН-110. Это позволило фиксировать сигналы акустического излучения от образующихся и развивающихся дефектов во время экспериментов с установлением качественного различия между стадиями накопления повреждений в зависимости от уровня нагрузки при статических или числах циклов при усталостных испытаниях. Индикаторами качественных различий в стадиях накопления трещин были приняты параметры сигналов АЭ — энергия акустического излучения и частота максимумов спектральной плотности. Накопленная в памяти ЭВМ информация о форме импульсов АЭ, времени их возникновения и т. д. обрабатывалась в автоматическом режиме при помощи комплекса программ, реализующих чи-

сленные методы статистической радиофизики.

Кроме того, несколько образцов испытывали с применением тензодатчиков, используемых для сравнения продольных и поперечных деформаций бетона вблизи шва и вне стыковой зоны.

Экспериментальные образцы представляли собой составные призмы размерами $15 \times 15 \times 60$ и $20 \times 20 \times 60$ см, полученные склеиванием двух полупризм из тяжелого бетона класса В40. Испытаниям на центральное сжатие подвергли около 100 образцов (из них 64 — на многократно повторные нагрузки) с толщиной клеевого шва 1 и 10 мм.

Эпоксидный компаунд, вводимый в стык, имел постоянный состав: эпоксидная смола ЭД-20—100, отвердитель ПЭПА — 15, пластификатор фуриловый спирт — 10, наполнитель портландцемент активностью 400—200 мас. ч. Кубики клеевой композиции с ребром 20 мм в момент испытаний имели прочность на сжатие ≈ 100 МПа. Для оценки полученных результатов служили эталонные монолитные призмы.

Статическое нагружение образцов осуществляли по линейному закону с постоянной скоростью приращения напряжений 0,4 МПа/с. Многократно повторные нагрузки задавались гармонической функцией синусоидальной формы с частотой приложения 7...8 Гц и постоянным коэффициентом асимметрии цикла 0,1.

При усталостных испытаниях образцы подвергали многократно повторному нагружению на восьми уровнях напряже-

ний от 0,6 до 0,95 призмной прочности с целью построения линии регрессии выносливости. На каждом уровне испытывали не менее трех образцов. Для каждой серии образцов устанавливали призмную прочность как среднюю по результатам статического нагружения до разрушения трех призм.

В результате установлено, что статическая прочность на сжатие призм из монолитного бетона практически не отличается от аналогичной характеристики клеевых образцов. Отмечено некоторое увеличение уровня продольных деформаций в составных призмах, а также повышение (до 15%) поперечных деформаций в зоне стыка в бетоне образцов с толщиной клеевого шва 10 мм.

При статическом нагружении выявлен различный характер приращения продольных деформаций у цельных и составных с разной толщиной шва призм. На ранних стадиях загрузки для составных призм со стыком 10 мм характерен значительный рост деформаций, у призм со стыком 1 мм он менее интенсивен, а у цельных — минимален (рис. 1).

Анализ изменения энергии акустического излучения как функции уровня нагруженности образцов показал, что характер и скорость накопления повреждений монолитных и составных образцов с тонким клеевым стыком аналогичны. Первые макротрещины зафиксированы при статическом нагружении образцов, когда напряжения составляли $\approx 5...10\%$ разрушающих. При дальнейшем нагру-

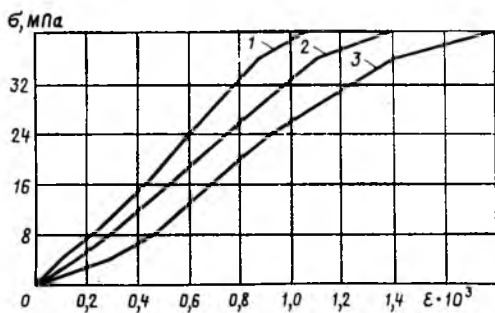


Рис. 1. Диаграмма «напряжение — деформация» при статическом нагружении
1 — монолитные образцы; 2 — со стыком толщиной 1 мм; 3 — то же, 10 мм

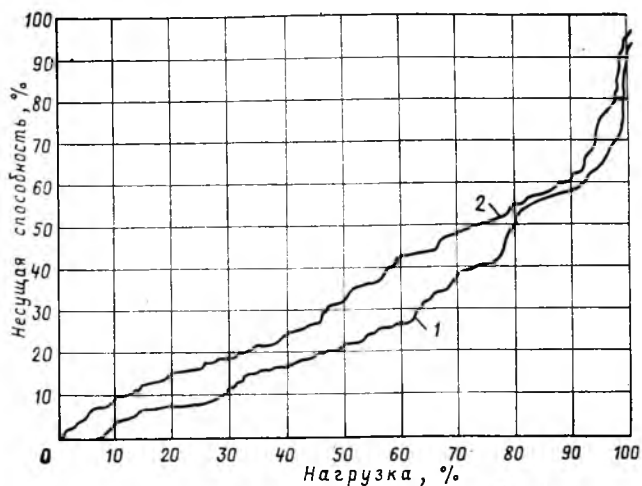


Рис. 2. Изменение энергии акустического излучения в зависимости от уровня нагрузки при испытаниях призм с тонким (1) и толстым (2) клееным стыком

жении интенсивность трещинообразования возросла при нагрузках ≈ 30 70% разрушающей (рис. 2). У призм с стыком 10 мм первые сигналы АЭ как индикатора микротрещин отмечались уже на начальных этапах нагружения. В дальнейшем накопление повреждений происходило с некоторым увеличением скорости трещинообразования при нагрузке 40..50% разрушающей. При нагрузках, близких к разрушающей ($>90\%$), во всех образцах скачкообразно увеличилась скорость трещинообразования (см. рис. 2). У образцов с толщиной шва 10 мм отмечена значительно более четко выраженная заключительная стадия накопления повреждений, типичная для хрупкого разрушения.

Данные усталостных испытаний свидетельствуют о близких значениях выносливости образцов из монолитного бетона и с тонким клееным стыком. Наличие толстого стыка снижает выносливость и дает большой разброс результатов испытаний. Экспериментально установлено, что уровень загруженности K (отношение максимального напряжения в цикле к призмочной прочности бетона $K = \sigma_{max} / R_t$), позволяющий осуществить заданное число циклов нагружения ($2 \cdot 10^6$) одинаков для монолитных и клееных со стыком 1 мм призм и равен 0,59.

Кривые выносливости, построенные в результате регрессионного анализа дан-

ных усталостных испытаний, описываются формулами:

для монолитных призм

$$K = 1,2276 - 0,1346 \lg N + 0,0054 \lg^2 N; \quad (1)$$

для составных с тонким клееным стыком

$$K = 0,875 + 0,0587 \lg N - 0,0164 \lg^2 N; \quad (2)$$

для составных с толстым клееным стыком

$$K = 0,8257 + 0,017 \lg N - 0,085 \lg^2 N. \quad (3)$$

При построении кривой выносливости для монолитного бетона, кроме экспериментов авторов, использовали около 300 результатов многократно повторных испытаний других исследователей [2..5]. Коэффициент корреляции для уравнений регрессии составил для монолитных призм 0,932, со стыком 1 мм — 0,909, со стыком 10 мм — 0,597.

Выводы

Установлено, что при статических испытаниях клееный стык не является начальной зоной трещинообразования. Это же относится к испытаниям на выносливость образцов с тонким стыком. При многократно повторных нагружениях призм со стыком 10 мм образование трещин в некоторых случаях начиналось со стыковой зоны.

Проведенные исследования показали, что наличие в бетоне клееного стыка не снижает кратковременную прочность образцов. Тонкий клееный стык также не уменьшает относительный предел выносливости бетона на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения. Толстый клееный стык снижает выносливость и вызывает существенный разброс статистических параметров выносливости. Это затрудняет прогнозируемость поведения бетона при многократно повторных сжимающих нагружениях.

Полученные результаты свидетельствуют о необходимости ограничения толщины клееных стыков при воздействии на них многократно повторных нагрузок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Браун В. В. Работа составных бетонных элементов с клееным стыком под воздействием статических и многократно повторных нагрузок // Пути повышения качества и надежности проектирования и строительства транспортных сооружений. — М.: ЦНИИС, 1988. — С. 81—83.
2. Каранфилов Т. С., Волков Ю. С. Выносливость и деформативность бетона при воздействии многократно повторной нагрузки // Исследования по динамике гидротехнических сооружений. — Вып. 13. — М.: Энергия, 1966. — С. 61—83.
3. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон. — М.: Стройиздат, 1971. — 208 с.
4. Корчинский И. Л., Беченева Г. В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. — М.: Стройиздат, 1966. — 212 с.
5. Gene M., Nordby Fatigue of Concrete — A Review of Research // Journal of the American Concrete Institute. — 1958. — V. 30. — № 2. — P. 191—221.

Оценка расположения стальных волокон

Вопрос о распределении стальных волокон в дисперсно-армированном бетоне представляет значительный интерес.

Наиболее достоверные результаты можно получить прямым подсчетом числа волокон. На заводской технологической линии был изготовлен блок тоннельной обделки из сталефибробетона. Волокно имело диаметр 1,3...1,5, длину 35...40 мм, процент армирования составил 1% по объему. Расход материалов на 1 м³ для бетонной матрицы, кг: портландцемент марки 600 Здолбуновского завода — 420, песок Дмитровского карьера — 550, гранитный щебень Вуоксинского карьера — 1220, вода — 155. Сталефибробетонная смесь имела жесткость 20...40 с.

Смесь приготавливали в бетономесителе принудительного перемешивания С-356 вместимостью 1000 л. При этом стальные волокна равномерно вручную вводили в чашу смесителя. По системе транспортеров смесь попадала в форму и уплотнялась в течение 3 мин.

После достижения бетоном проектной прочности блок распиливали на кубы с ребром 20 см, на гранях которого подсчитывали число фибр. Был выпилен 31 образец. Так как два соседние куба имеют общую грань, то число волокон подсчитывали только для одного из со-

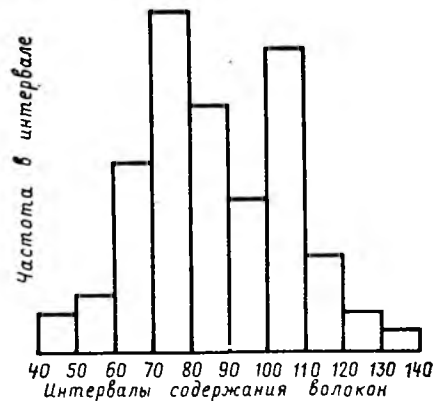


Рис. 1. Частота содержания волокон по интервалам

седних образцов, а для другого принималось зеркальное отображение. Таким образом, общее число граней, на которых подсчитывали волокна, составило не $31 \times 4 = 124$, а 80. Так как толщина блоков 20 см, то не было необходимости распиливать куб сверху и снизу, и подсчет волокон на верхней и нижней, т. е. открытых гранях, не производили.

Из-за значительного диаметра волокон после распиливания можно получить четкий след на грани куба, по которому при соответствующей подсветке можно

подсчитать число и расположение волокон. Перенос картины расположения волокон на миллиметровку с одного образца-куба по времени занимал одну рабочую смену.

Среднее число волокон, приходящихся на одну грань куба, составило 88,745 при коэффициенте вариации 22,2%. Наименьшее число волокон на грани — 46, а наибольшее — 138. Графически распределение волокон представлено на рис. 1. В 18 случаях (наибольшее число) грани имеют 70...80 волокон, только в одном случае грань имеет наибольшее число волокон (130...140).

При распиливании блока получилось 10 поперечных (A_i) и 6 продольных (B_i) сечений. Среднее число волокон, приходящихся на грань куба в сечениях, представлено на рис. 2. Одновременно приведены результаты по содержанию волокон в верхней и нижней частях грани куба. В продольных сечениях число волокон увеличивается в средней части блока. Это прежде всего относится к сечению B_4 (104, 12). Такая картина характерна для грани в целом и для нижней половины грани. Вероятно, это можно объяснить тем, что при загрузке бетона в форму в средней части блока скапливаются волокна, которые менее интенсивно, чем бетон без волокон, перемещаются по горизонтали к крайним боковым участкам блока.

В поперечных сечениях (1) число волокон увеличивается у торцов блока. Это объясняется криволинейной поверхностью блока, из-за которой при загрузке формы бетоном волокна перемещаются к торцам. То же происходит при вибрации.

В таблице приведены результаты корректного сравнения продольных сечений по содержанию волокна методами математической статистики. Выше главной диагонали находятся данные по сравнению дисперсий по F -критерию. Во всех случаях дисперсии оказались равными, что позволило сравнить средние по t -критерию (ниже главной диагонали). В 50% случаях отмечено неравенство средних значений. Выделяется сечение B_2 с небольшим (71,11) содержанием волокон. Сечение B_4 имеет неравное в статистическом смысле число волокон по сравнению с сечениями B_2 и B_3 .

В результате проведенных работ получены данные по фактическому содержанию волокон в различных частях блока, сделана оценка однородности распределения волокон. Наряду с прогнозированием физико-механических свойств дисперсно-армированного бетона и совершенствованием технологии это позволит уточнить расчетные предпосылки для этого материала.

Сечения	B_2	B_3	B_4	B_5	B_6
B_2	—	$2,10 < 3,87$	$2,80 < 3,87$	$2,13 < 3,87$	$1,16 < 4,28$
B_3	$2,31 > 2,16$	—	$1,33 < 3,79$	$1,01 < 3,79$	$1,81 < 3,87$
B_4	$4,13 > 2,16$	$2,22 > 2,14$	—	$1,31 < 3,79$	$2,41 < 3,87$
B_5	$3,11 > 2,16$	$1,01 < 2,14$	$1,14 < 2,14$	—	$1,83 < 3,87$
B_6	$2,19 > 2,18$	$0,28 < 2,16$	$1,50 < 2,16$	$0,55 < 2,16$	—

Примечание. Для B_1 имеется единичный результат, поэтому сравнение не проводилось.

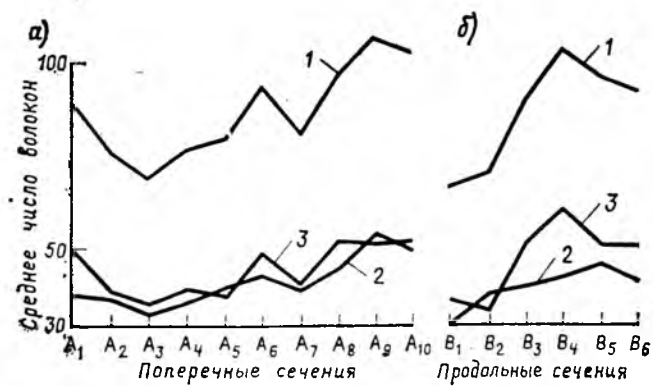


Рис. 2. Среднее число волокон, приходящихся на целую грань (1), верхнюю (2) и нижнюю (3) половины грани для поперечных (а) и продольных (б) сечений

Ю. Г. ГРАНИК, Б. Л. ПЕРЛАМУТРОВ, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭП жилища)

Виброударная технология формирования многопустотных плит перекрытий

Многопустотные плиты перекрытий отличаются высокими технико-экономическими показателями. Ими можно перекрывать пролеты до 7,2 м в крупнопанельных домах с большим шагом поперечных стен и в зданиях с продольными несущими стенами. Расход арматурной стали на 1 м² площади перекрытия при использовании многопустотных преднапряженных плит снижается на 40..60%. Благодаря преднапряжению, а также большей толщине при равном со сплошными плитами расходе бетона на 1 м² перекрытия достигается более высокая жесткость и трещиностойкость многопустотных плит. Это позволило применить многопустотные плиты в гибких системах панельного домостроения для зданий со смешанным и узким шагом поперечных стен.

Для максимального сокращения числа стыков внутри помещений квартир размеры многопустотных плит перекрытия по сравнению с ранее используемыми увеличены до 3,6×6,0 и 3,0×7,2 м. Для формирования таких изделий необходимы виброплощадки грузоподъемностью 24..26 т, грузоподъемность же существующих серийных виброплощадок не превышает 22 т.

В ЦНИИЭП жилища исследовали виброударный способ формирования*, обеспечивающий эффективное уплотнение жестких бетонных смесей для изготовления многопустотных плит, и разработана конструкция секционной виброударной площадки грузоподъемностью 32 т**.

Виброударный способ формирования предусматривает совместное воздействие вибрации, благодаря которой достигается минимально необходимое гиксотропное разжижение укладываемой бетонной смеси и низкочастотных ударов большой

амплитуды, обеспечивающих уплотнение смеси за счет значительных инерционных ускорений (минус 7—9 g). В существующих виброударных устройствах вибрационные и ударные колебания генерируются одним приводом, при этом ударные импульсы возникают в результате ограничений упорами перемещения колеблющихся частей или периодического резонансного возрастания амплитуды вибрирования. В обоих случаях не достигается необходимое для эффективного уплотнения жесткой бетонной смеси сочетание достаточно больших амплитуд ударов и требуемой частоты вибрирования.

Экспериментальную проверку предлагаемого способа формирования многопустотных плит перекрытий проводили на опытной виброударной площадке грузоподъемностью 8 т. Частота ударных воздействий составляла 190 в 1 мин, высота падения платформы 2,5..3,0 мм, амплитуда вибрационных колебаний — 0,1..0,15 мм на поверхности виброплощадки и 0,15..0,30 мм на верхней грани бортов формы. Состав бетона, кг/м³: Воскресенский портландцемент марки 400—350, речной песок $M_k=1,9-640$, гранитный щебень фракции 5..10—1220. Жесткость бетонной смеси по ГОСТ 10181.1—81 составляла 10..40 с. Формовали фрагменты изделий двух типоразмеров (рис. 1).

Фрагменты армировали в нижней зоне сеткой с ячейкой размером 140×140 мм. В верхней зоне в припорной части ук-

ладывали сетки шириной 0,5 м. Режим уплотнения бетонной смеси жесткостью 10..16 с включал 2 мин совместного воздействия вибрации и удара и 0,5 мин только ударных воздействий. Режим уплотнения смесей жесткостью 25..40 с включал совместное воздействие вибрации и удара в течение 3..5 и 0,5 мин ударных воздействий. Отформованные плиты твердели в естественных условиях в помещении цеха. В возрасте 28 сут проводили ультразвуковые испытания бетона прибором «Бетон-12».

Для оценки скорости ультразвука по высоте сечения изделий осуществляли сквозное прозвучивание вдоль пустот в верхней и нижней полках изделий (см. рис. 1). Число точек прозвучивания в каждой полке 4..6. Одновременно испытывали контрольные кубы, отформованные на стандартной лабораторной виброплощадке по ГОСТ 10180—78 и твердевшие в тех же условиях, что и плиты. Качество потолочной поверхности плит оценивали по ГОСТ 13015.0—83.

Результаты ультразвуковых испытаний бетона (см. таблицу) показывают, что в плитах размером 0,8×1,5×0,22 м с пустотами диаметром 140 мм скорость ультразвука составляет 97,5..98,5% скорости в бетоне контрольных образцов. Высокая однородность бетона по высоте сечения плит достигается при использовании бетонных смесей жесткостью до 40 с.

В плитах размером 1,5×2,1×0,22 м с отверстиями диаметром в основном

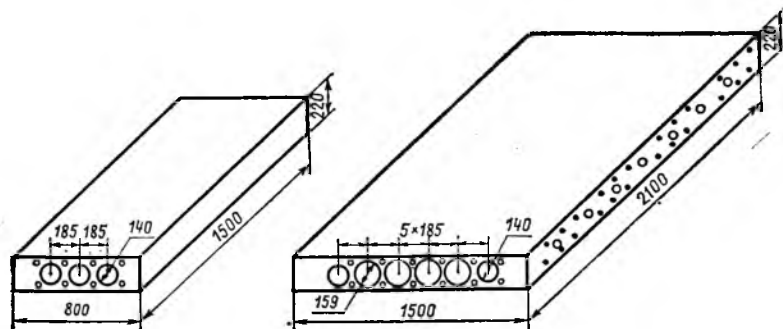


Рис. 1. Фрагменты многопустотных плит перекрытий

○, ● — точки приложения щупов соответственно при сквозном и поверхностном прозвучивании

* А. с. 637252 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Способ уплотнения бетонной смеси / Ю. Г. Граник, В. Я. Фомичев, А. Н. Спивак (СССР) // Бюллетень изобретений. — 1978. — № 46.

** А. с. 1021619 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Устройство для уплотнения бетонных смесей в форме / Ю. Г. Граник (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 21.

№ плиты	Габарит плиты, м	Жесткость бетонной смеси, с	Скорость ультразвука, м/с			Прочность контрольных образцов в возрасте 28 сут, МПа	Категория нижней поверхности плиты
			в плитах		в контрольных образцах		
			верхняя полка	нижняя полка			
1	0,8×1,5×0,22	40	4366	4392	4495	44,9	A ₂
2	0,8×1,5×0,22	26	4293	4317	4395	36,6	A ₂
3	0,8×1,5×0,22	10	4197	4197	4250	31,2	A ₁
4	1,5×2,4×0,22	14	4310	4340	4380	28,7	A ₂
5	1,5×2,4×0,22	20	4290	4300	4407	39,9	A ₂
6	1,5×2,4×0,22	21	4380	4400	4477	42,2	A ₃
7	1,5×2,4×0,22	26	4380	4420	4497	41,4	A ₃

Примечание. Диаметр пустот в плитах 1...3 — 140 мм, шаг пустот 185 мм. Диаметр пустот в плитах 4...7 — 159 мм (4 шт.) и 140 мм (2 крайние пустоты), шаг 185 мм. Наибольшая крупность щебня 20 мм. Формование без подстилающего слоя. Смазка фля форм ОЭ-2.

159 мм скорость ультразвука в верхней и нижней полках плит примерно на столько же отличается от скорости ультразвука контрольных образцов при укладке бетонных смесей жесткостью 14...21 с. При увеличении жесткости смеси до 26 с разность значений скорости ультразвука в верхней и нижней полках плиты и в контрольных образцах составляет соответственно 2,5 и 1,7%.

По ГОСТ 17624—78 испытания бетона многопустотных плит следует производить методом поверхностного прозвучивания, поэтому приведенные данные

нельзя использовать для оценки прочности бетона.

В связи с этим осуществляли поверхностное прозвучивание плит по боковой грани склерометрическим способом с помощью молотка Кашкарова.

При поверхностном прозвучивании плиты 7 скорость ультразвука в верхней зоне на расстоянии 5 м от верхней поверхности составила 4510 м/с, а в нижней зоне на расстоянии 5 см от нижней поверхности — 4562 м/с. В контрольных кубах с ребром 15 см скорость ультразвука — 4603 м/с. В плите скорость ульт-

тразвука на 1...2% ниже, чем в контрольных образцах, что свидетельствует о разнице в прочности бетона на 5...10%.

Среднее отношение диаметра отпечатков на бетоне и эталоне в верхней и нижней зонах на боковых гранях плиты составило соответственно 1,34 и 1,32. Для контрольных образцов среднее отношение диаметра отпечатков составило 1,31.

Таким образом, по результатам поверхностного прозвучивания и склерометрических испытаний получено близкое совпадение результатов в плитах и контрольных образцах, что свидетельствует о качественном уплотнении жестких бетонных смесей виброударным способом без применения пригруза.

Проведенные эксперименты подтвердили возможность получения высококачественных лицевых поверхностей плит. В плитах с пустотами диаметром 140 мм готовые под побелку поверхности получены при использовании смесей жесткостью до 40 с, а в плитах с пустотами диаметром 159 мм — при использовании смесей жесткостью до 20 с.

В разработанных виброударных площадках импульсы генерируются от разных возбудителей: гармонические коле-

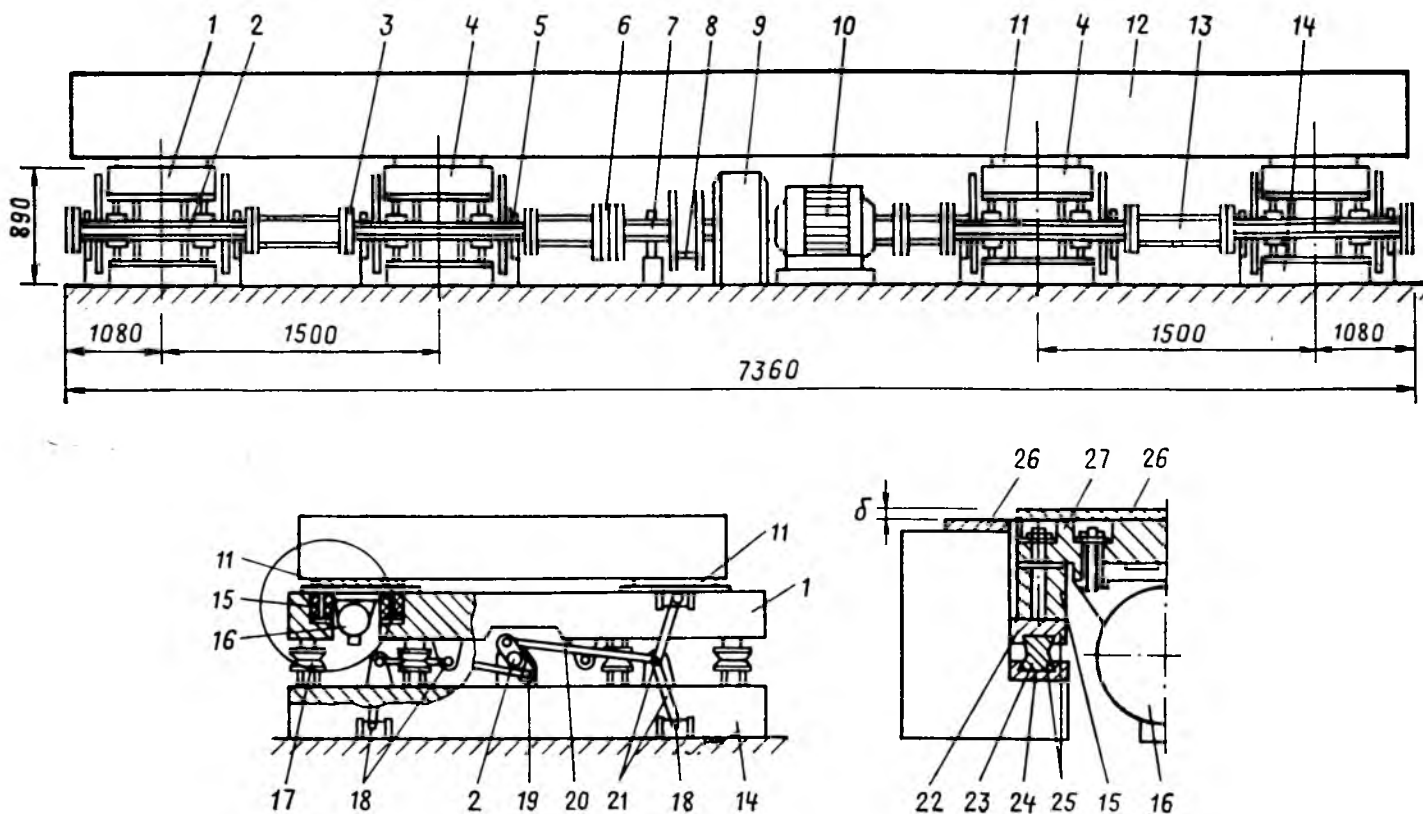


Рис. 2. Виброударная площадка грузоподъемностью 32 т

1 — подвижная рама; 2 — поворотный вал секции; 3 — соединительная муфта; 4 — секция; 5 — под шипиковая опора; 6 — промежуточная муфта; 7 — поворотный вал; 8 — шатунно-кривошипный механизм; 9 — редуктор; 10 — привод; 11 — промежуточная опора; 12 — форма; 13 — вставные звенья поворотных валов; 14 — основание; 15 — амортизатор; 16 — вибратор; 17 — буферный элемент; 18 — резиново-металлическая втулка; 19 — проушины; 20 — тяги; 21 — рычажный двухзвенник; 22 — верхний клин; 23 — средний клин; 24 — нижний клин; 25 — механизм регулирования высоты; 26 — упругие прокладки; 27 — плита

бания от серийных вибровозбудителей, ударные — при падении на упоры подвижных частей секций площадки, перемещаемых рычажным механизмом (рис. 2). При этом можно назначать требуемые параметры вибрации и удара, а также независимо регулировать длительность и последовательность воздействия каждого вида колебаний. Ударные колебания носят асимметричный характер, при котором ускорения при подъеме не превышают 0,5...0,8 g, зато при падении инерционные ускорения можно варьировать в широком диапазоне путем изменения высоты падения подвижных частей площадки (амплитуды удара) и жесткости опор. В то же время небольшие значения амплитуды гармонических колебаний не могут вызывать разрушительные смеси или ее отрыв от поддона формы. Это создает предпосылки эффективного уплотнения бетона и получения высококачественной поверхности изделия, примыкающей к поддону.

При формировании изделий включают вибровозбудители и привод механизма ударных колебаний (рис. 3). Шатуно-кривошипный механизм преобразует вращение привода в поворотно-реверсивное движение вала (см. рис. 2), который отклоняется на угол $\alpha + \beta$ в каждую сторону. При этом ведущая полумуфта сначала выбирает зазор β , а затем упорам вступает в контакт с упорами ведомой полумуфты, вызывая тем самым поворот расположенных за промежуточной муфтой звеньев вала, движение которого вызывает перемещение тяг, поворот рычагов и подъем подвижной рамы. После прохождения центральными шарнирами двухзвенников нейтрального положения, соответствующего вертикальному положению рычагов, происходит падение подвижной рамы. Вал поворачивается, а упоры ведомой полумуфты поворачиваются на угол α , отрываясь от упоров ведущей полумуфты. После соударения буферных элементов вращение вала прекращается. Промежуточные опоры в момент удара из-за просадки амортизаторов смещаются вниз, и инерционная нагрузка от массы бетонной смеси и формы передается на подвижную раму, буферные элементы и основание. Затем весь цикл повторяется при вращении поворотного вала в противоположную сторону.

Важное технологическое преимущество этой виброударной площадки состоит в синхронности подъема и падения подвижных рам всех секций, за счет чего достигается равномерность уплотнения бетонной смеси и исключается галоширование формы. Синхронизация обеспечивается тягами, осуществляющими принудительную механическую связь между

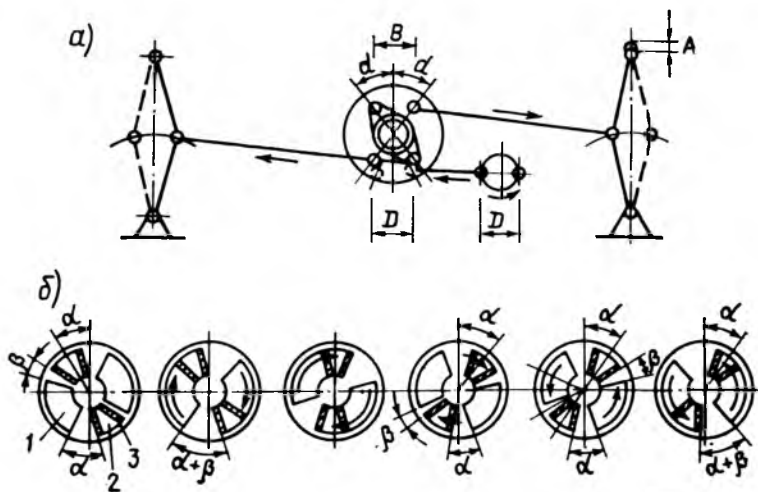


Рис. 3. Схема работы ударного привода

а — кинематическая схема привода; б — схема взаимодействия ведущей и ведомой полумуфт; 1 — упор ведущей полумуфты; 2 — упор ведомой полумуфты; 3 — упругая прокладка

шарнирными двухзвенниками и поворотным валом. Кроме того, в отличие от используемой в шок-столах ролико-кулачковой пары шарнирные двухзвенники не имеют значительных контактных напряжений, благодаря чему меньше изнашиваются и могут воспринимать значительные нагрузки.

Выводы

Виброударные режимы с частотой ударов 190...200 в 1 мин при высоте падения рамы 2,5...3 мм и частоте вращения 2800 кол/мин с амплитудой 0,15...0,25 мм обеспечивают качественное уплотнение бетонной смеси жесткостью 14...26 с без применения пригруза.

Продолжительность виброударного

уплотнения бетонных смесей жесткостью 10...15 с составляет 2 мин, жесткостью 20...30 с — 3...5 мин. Для получения высококачественных нижних поверхностей плит целесообразно в конце формирования использовать только ударные воздействия в течение 0,5 мин. Нижние поверхности плит перекрытий, готовые под побелку, можно получать при виброударном формировании бетонными смесями жесткостью 10...20 с.

Для формирования крупноразмерных многоспустотных плит перекрытий разработана виброударная секционная площадка грузоподъемностью 32 т, обеспечивающая эффективное уплотнение жестких бетонных смесей.

Пробивка отверстий в бетоне

Установка предназначена для пробивки отверстий в многоспустотных железобетонных панелях перекрытий при электромонтажных работах.

Пробивка отверстий осуществляется колонкой за один удар. В качестве источника энергии применяется сжатый воздух под давлением 4 кгс/см². Масса колонки 12,5 кг; наибольшая длина 3200 мм, наименьшая — 2450 мм; марка бетона, в котором пробивается отверстие, — 200...300; диаметр пробиваемого отверстия 20...40 мм; наибольшая толщина слоя пробиваемого бетона 50 мм; гарантийная долговечность колонки (число ударов) 6500

Экономический эффект, полученный от работы установки, 7,5 тыс. р.

За дополнительными сведениями обращаться в трест Оргтехстрой ТСО «Ставропольстрой» по адресу: 355045, Ставрополь, ул. Р. Люксембург, 1. Тел. 3-05-97.

УДК 624.073.7

В. С. КУКУНАЕВ, канд. техн. наук (КрымНИИпроект)

Проектирование монолитных перекрытий зданий, возводимых в сейсмических районах

Распространение монолитного домостроения, особенно в сейсмических районах, характерно появлением опалубок, позволяющих одновременно бетонировать стены и перекрытия. К ним относятся объемно-переставная опалубка тоннельного типа с извлечением в направлении четвертой стены, а также специальная объемно-переставная опалубка, позволяющая бетонировать четыре стены и перекрытия, с извлечением ее в сложном состоянии через дверной проем четвертой стены.

Устройство монолитных перекрытий обеспечивает расчетное распределение сейсмических нагрузок между несущими элементами стен и позволяет снизить материалоемкость зданий.

КрымНИИпроект разработано несколько проектов жилых и санаторно-курортных зданий с использованием указанной опалубки, например, проекты 41-квартирного жилого дома террасного типа в пос. Фрунзенское (объект А-539) и спального корпуса на 300 мест пансионата «Альбатрос» в Алуште (объект А-509). При разработке проектов использовали методику расчета перекрытий в упругой постановке, разра-

ботанную НИИАСС Госстроя УССР (базовый вариант). Кроме этого, применили методику [1], основанную на методе предельного равновесия, и методику [2] для проверки прочности, деформативности и трещиностойкости конструкции, запроектированной по методике [1] в предложенном варианте.

В общем случае напряженного состояния плит, как в пластинках средней толщины, условия состояния для оценки прочности

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_x \bar{M}_y - \bar{M}_{xy} \bar{M}_{yx} &\geq 0; \\ \bar{M}_x &\geq 0; \bar{M}_y &\geq 0, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где

$$\bar{M}_x = \bar{M}_{rx} - (M_x + N_x r + Q_x S_x);$$

$$\bar{M}_y = \bar{M}_{ry} - (M_y + N_y r + Q_y S_y);$$

$$\bar{M}_{xy} = M_{xy} + N_{xy} r + Q_y S_{xy};$$

$$\bar{M}_{yx} = \bar{M}_{yx} + N_{yx} r + Q_y S_{yx};$$

r — расстояние до ядровой точки при оценке трещиностойкости или до центра сжатой зоны при оценке прочности; S_x, S_y, S_{xy}, S_{yx} — коэффициенты влияния поперечных сил; $\bar{M}_{rx}, \bar{M}_{ry}$ — предельные моменты.

При оценке прочности тонких железобетонных плит (без учета влияния поперечных сил) принимают условие (1) при $S_i = 0$ ($i = x, y, xy, yx$), а также предельные моменты по бетону при классе не выше В30

$$\bar{M}_b = 0,4 R_b h_0^2, \quad (2)$$

и арматуре

$$M_{st} = f_{st} R_s \left(h_0 - \frac{R_s f_{st}}{2 R_b} \right). \quad (3)$$

Пример 1. Рассчитано перекрытие террасного жилого дома (объект А-539) толщиной 0,16 м как жестко защемленное по трем сторонам и шарнирно опертное по четвертой стороне (над перемычкой). Расчетные пролеты плиты $l_1 = 4,15$ м, $l_2 = 6$ м. Бетон В15, арматура классов А-III и Вр-1. Нормативная распределенная нагрузка $q_{ser} = 9,6$, расчетная $q = 11,2$ кН/м². Прочностные характеристики бетона — $R_b = 8,5$, $R_{b,ser} = 11,2$, $R_{bt} = 0,75$, $R_{bt,ser} = 1,17$, $E_b = 23500$ МПа и арматуры $\varnothing 6$ А-III — $R_s = 360$, $R_{s,ser} = 400$, $\varnothing 5$ Вр-1 — $R_s = 370$ и $R_{s,ser} = 400$ МПа.

Согласно методике [1], нижнее армирование в направлении l_1 — 6,7 $\varnothing 5$ Вр-1, в направлении l_2 — 5 $\varnothing 6$ А-III; верхнее в обоих направлениях — 6,7 $\varnothing 6$ А-III, расход стали 4,37 кг/м². Затем произвели расчет по предложениям [2], в результате которого получили изгибные и мембранные усилия как в оболочке нулевой кривизны, соответствующие распределению пропорционально нелинейным жесткостям, т. е. реальным свойствам железобетона. На рис. 1 показаны схема разбивки плиты на конечные элементы, схема трещин, эпюры

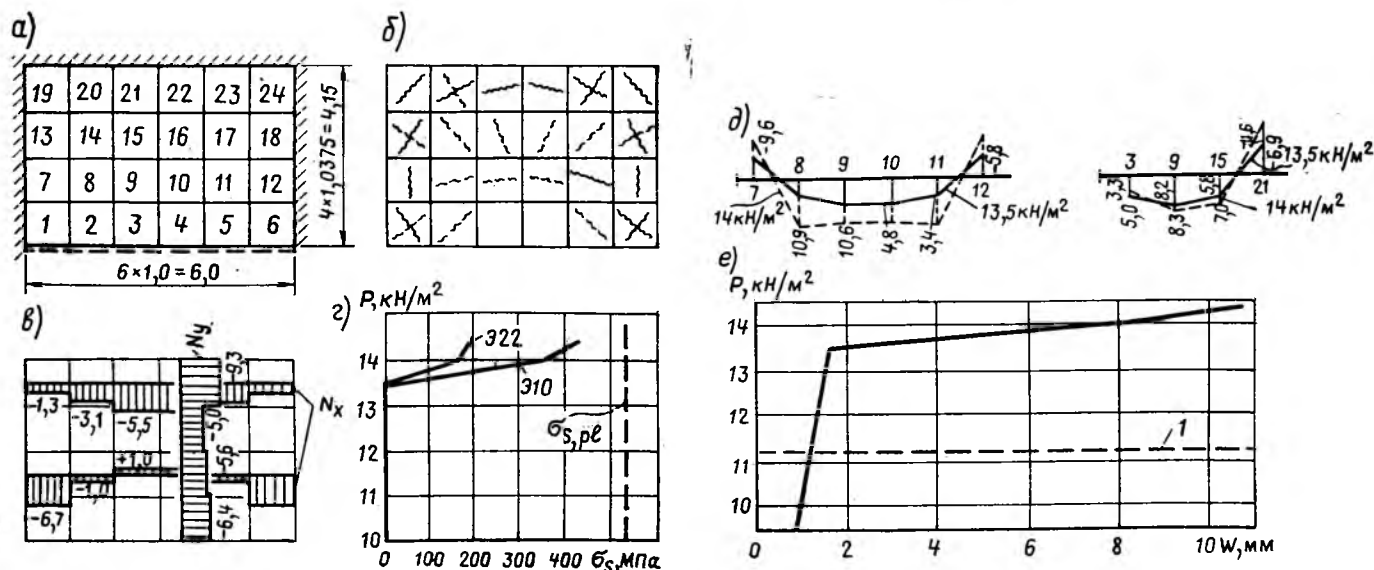


Рис. 1. Схема и основные результаты расчета плиты перекрытия объекта А-539

а — схема плиты; б — схема трещин ($R = 14$ кН/м²); в — эпюра нормальных сил; г — график максимальных напряжений в арматуре; д — эпюры изгибающих моментов M_{rx} и M_{ry} ; е — график максимальных напряжений прогибов плиты; ж — уровень расчетной нагрузки

изгибающих моментов и нормальных сил, показывающие величину распора, а также график максимальных прогибов. Эпюры изгибающих моментов, приведенные для стадий до и после образования трещин, показывают качественное изменение распределения моментов после появления трещин.

На рис. 2 приведена диаграмма прочности для элементов Э10 и Э22, отличающихся от остальных наибольшими моментами. На диаграмме нанесены точки с соответствующими координатами для расчетной нагрузки $M_{rx} = M_x + N_x r$, $M_{ry} = M_y + N_y r$. Для элемента Э22 имеется запас прочности, который можно характеризовать исходя из [1] коэффициентом запаса прочности

$$\xi = \frac{(\bar{M}_{rx} - M_x - N_x r)(\bar{M}_{ry} - M_y - N_y r)}{M_{rx} M_{ry} - (M_{rxy} + N_{xy} r)^2} \geq 0, \quad (4)$$

в данном случае $\xi_{22} = 0,377$. Для элемента Э10 $\xi_{10} = -0,0426$. Кроме этого для Э10 $\bar{M}_{ri} < M_{crs}$, что характерно для слабоармированных плит, в которых

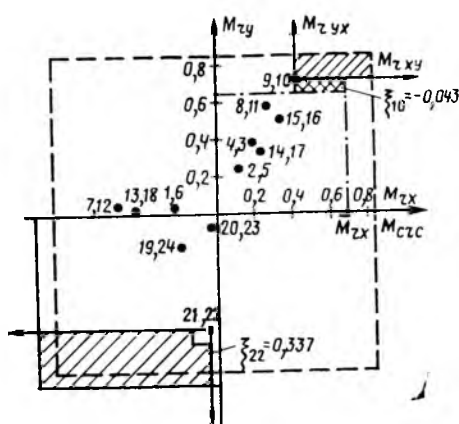


Рис. 2. Диаграмма прочности перекрытия объекта А-539

— линия предельных моментов по методике [2]; — предложенное положение линии предельных моментов; простая штриховка — запас прочности; двойная — исчерпание прочности

с появлением трещин наступит разрушение. Считая, что в монолитных конструкциях трещины в растянутой зоне должны быть исключены, в условии (4) для элементов, в которых $\bar{M}_{ri} < M_{crs}$, можно заменить $\bar{M}_{ri} = M_{crs}$, после чего

для элемента Э10 коэффициент запаса прочности $\xi_{10} = 0,077$ (см. рис. 2). Сокращение расхода стали по сравнению с заложеным в проекте составило 3,62 кг/м².

Пример 2. Рассчитано монолитное перекрытие здания переменной этажности спального корпуса пансионата «Альбатрос» с шагом поперечных диафрагм 3,2 м. Толщина перекрытия и стен-диафрагм 0,16 м. Перекрытие рассчитывали как жестко защемленное по всему контуру на распределенную нагрузку $q_{ser} = 8,4$, $q = 11,1$ кН/м². При расчете армирование приняли как в предыдущем случае по результатам расчета по методике [1].

На рис. 3 показаны схема разбивки плиты на конечные элементы, схема трещин, график нормальных напряжений в арматуре и график максимальных прогибов в центре плиты. На рис. 4 приведены диаграммы прочности при нагрузке $q_{ser} = 17,2$, $q_{ser} = 17,5$ кН/м², причем начало трещинообразования находится в интервале указанных нагрузок. Элемент Э1 имеет минимальный запас проч-

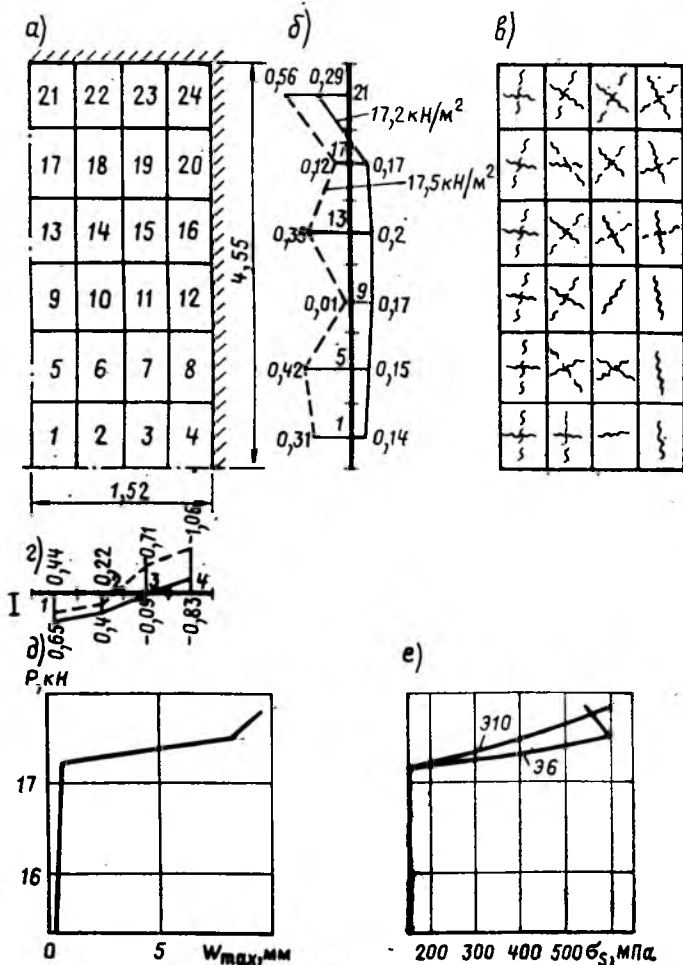


Рис. 3. Схема и основные результаты расчета плиты перекрытия спального корпуса пансионата «Альбатрос» а — схема плиты; б, г — эпюры моментов; в — схема трещин; д — график деформирования плиты; е — график изменения максимальных напряжений в арматуре

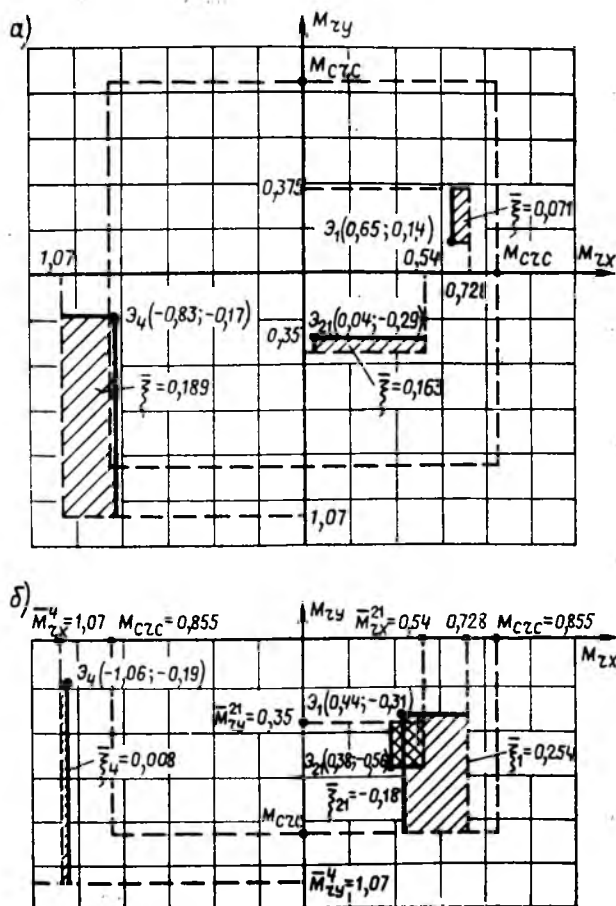


Рис. 4. Диаграмма прочности плиты перекрытия спального корпуса пансионата «Альбатрос» а — $q = 17,2$; б — $q = 17,5$ кН/м² Условные обозначения см. рис. 2

ности по арматуре, поэтому он разрушится при образовании трещин. Для элемента Э4 запас прочности по арматуре составляет $\xi_4=0,189$ и в нем наиболее вероятно возникновение первых трещин. Расположение предельных значений моментов арматуры внутри контура границы трещинообразования означает недопустимость образования трещин.

Из сопоставления результатов расчета в интервале указанных нагрузок установлено, что увеличение нагрузок на 2% вызывает лавинообразное трещинообразование всего перекрытия и существенное изменение напряженного состояния. Так, в элементе Э1 уменьшился изгибающий ядровый момент M_{rx} , а $M_{ry} < 0$. Вследствие действия распора произошло растяжение верхней зоны, но $\overline{M}_{ri} < M_{cr,c}$. Таким образом отдалился момент разрушения, что соответствует коэффициенту запаса прочности по арматуре 0,254 вместо 0,071. В элементе Э4 напряженное состояние близко к разрушению. В элементе Э21 напряженное состояние соответствует запредельному состоянию ($\xi_{21} = -0,18$), переход в которое обусловлен значительным увеличением M_{rx} и M_{ry} . Для элементов Э1 и Э21 так же, как и в примере 1 $\overline{M}_{ri} < M_{cr,c}$, поэтому, заменяя в зависимости (4) предельные моменты по арматуре на $M_{cr,c}$, получим запас прочности $\xi_1 = 0,305$, $\xi_{21} = 0,185$. Расход стали составил 2,89 кг/м², что на 2,43 кг/м² меньше, чем в базовом варианте. Общая экономия стали для указанных объектов составила 41,7 т.

Выводы

Установлено, что при проектировании монолитных перекрытий для сокращения металлоемкости конструкции можно рекомендовать методику [1], использование которой, однако, не является достаточным. Ее следует применять для предварительного назначения армирования, после чего расчет необходимо проводить в нелинейной постановке для получения действительного распределения усилий и учета распора в монолитных перекрытиях. В результате следует определить деформативность, трещиностойкость и прочность конструкции. Использование диаграмм прочности позволяет не только сэкономить арматурную сталь, но и повысить надежность конструкции, что особенно важно для строительства в сейсмических районах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий. — М.: Стройиздат, 1982. — 69 с.
2. Кукунин В. С. Учет сил распора в железобетонных плитах в стадии с трещинами//Бетон и железобетон. — 1985. — № 3. — С. 37—38.

В помощь проектировщику

УДК 624.012.45

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИТПИ)

Основные положения методики расчета железобетонных конструкций на выносливость

С целью дальнейшего совершенствования принятого в СНиП 2.03.01—84 метода расчета конструкций по выносливости целесообразно использовать результаты исследований усталостной прочности бетона, арматуры и железобетонных элементов.

Усталостная прочность материалов определяется графиками в координатах $\sigma_{max} - \lg N$ (диаграмма Веллера) и $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ (диаграмма Гудмана), которые для бетона и арматуры имеют особенности (σ_{max} , σ_{min} , N — наибольшее и наименьшее напряжения цикла и число циклов до разрушения). Обобщая имеющиеся данные, можно сформулировать характерные особенности поведения арматуры при циклических нагрузках.

Началом графиков выносливости на оси напряжений при всех значениях коэффициента асимметрии ρ является точка, соответствующая истинному сопротивлению металла S_k [1]. По данным многочисленных исследований, для строительных сталей можно принять $S_k = 1,8 \sigma_b$ (σ_b — временное сопротивление при стандартных испытаниях). Проведенный в [2] анализ показал, что изменение $\eta = S_k / \sigma_b$ в интервале 1,4...2,2 не оказывает заметного влияния на усталостную прочность арматуры. Началом графиков выносливости при всех ρ для арматуры с различными типами сварных соедине-

ний и других концентраторов напряжений (наплавки, осевые и угловые смещения и др.) также служит точка S_k [3]. Перелом графиков выносливости арматуры наблюдается при $N < 2 \cdot 10^6$ циклов и наступает тем быстрее, чем менее пластичен металл. С достаточным запасом можно принять, что предел выносливости достигается при $N = 2 \cdot 10^6$ циклов. С ростом диаметра усталостная прочность арматуры снижается.

Исходя из этих особенностей из диаграмм Веллера и Гудмана, можно получить простые расчетные зависимости для определения усталостной прочности арматуры.

Введем обозначения:

R_ρ^a — усталостная прочность для данного ρ , k_ρ^a — относительная усталостная прочность; $k_\rho^a = R_\rho^a / \sigma_a$;

R_0^a — усталостная прочность при $\rho = 0$ (пульсирующий цикл) для диаметра арматуры, принимаемого за эталонный (20 мм), k_0 — относительная усталостная прочность: $k_0 = R_0^a / \sigma_a$;

R_{0c} — относительная прочность арматуры эталонного диаметра со стыком при $\rho = 0$, k_{0c} — относительная усталостная прочность: $k_{0c} = R_{0c} / \sigma_a$;

R_{0d} — усталостная прочность арматуры при $\rho = 0$ диаметром, отличным от эталонного;

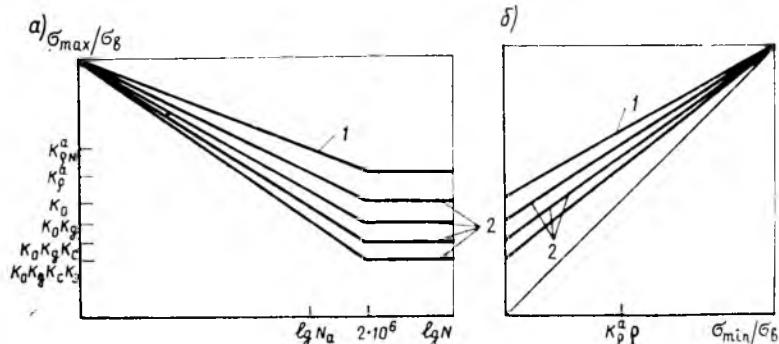


Рис. 1. Диаграммы Веллера (а) и Гудмана (б) арматуры
1 — $\rho = 0$; 2 — $\rho = 0$

$R_{ссз}$ — усталостная прочность арматуры при $\rho=0$ эталонного диаметра со стыком при наличии углового или осевого смещения;

k_c — коэффициент, учитывающий тип стыкового соединения: $k_c = R_{ссз}/R_0^a = = k_{сз}/k_0$;

k_d — коэффициент, учитывающий диаметр арматуры: $k_d = R_{одл}/R_0^a$;

k_a — коэффициент, учитывающий влияние углового или осевого смещения в стыке: $k_a = R_{осз}/R_{сз}$.

Тогда относительная усталостная прочность арматуры при любом ρ

$$k_p^a = \frac{k_0 k_c k_d k_a}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{k_0 k_c k_d k_a}{\eta}\right)} \quad (1)$$

Это выражение позволяет дифференцированно учитывать влияние всех основных факторов.

При $N_a < 2 \cdot 10^6$ относительная усталостная прочность

$$k_{pN}^a = \eta - \frac{\lg N_a}{6,3} (\eta - k_p^a) \quad (2)$$

Поясняющие формулы (1), (2) графики приведены на рис. 1. По СНиП II-56-77 в основу раздела по усталостной прочности которого положены данные исследований [2], $k_0=0,44$ для стали класса А-I; $k_0=0,32$ для стали класса А-II и $k_0=0,28$ для стали класса А-III. Для контактных стыков с механической зачисткой $k_c=1$; то же без зачистки — 0,8; для ванной сварки при длине стальной подкладки $\geq 5d$ наименьшего из стыкуемых стержней — 0,8; то же при длине подкладки (1,5...3) d — 0,6; для стыков с парными симметричными накладками — 0,55.

Значения коэффициентов, учитывающих диаметр арматуры, определяют по рис. 2, построенному по результатам исследований [2].

Влияние угловых и осевых смещений в сварных стыках на усталостную прочность арматуры наименее изучено. Проведенными исследованиями [4] установлено, что даже незначительная несоосность заметно снижает усталостную прочность (рис. 3). Вследствие этого для арматуры, испытывающей циклические нагрузки, необходимо вводить более жесткие требования на допуски по смещению стержней при сварке или вводить понижающие коэффициенты k_a , значения которых можно принимать по рис. 3.

Анализ исследования прочности бетона при циклических нагрузках показал, что относительное значение выносливости бетона при различных видах напряженного состояния (сжатие, растяжение, изгиб и т. д.) можно принять одинаковым. Пределом вынос-

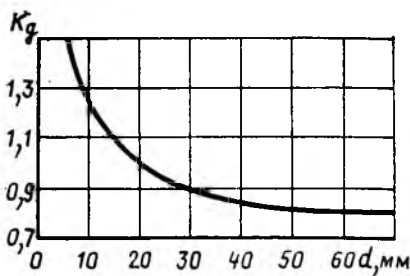


Рис. 2. Зависимость $k_d = f(d)$

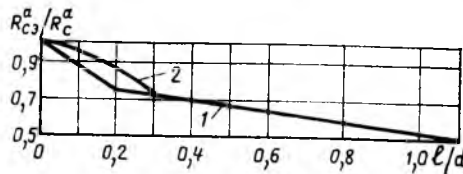


Рис. 3. Зависимость усталостной прочности сварных стыков арматуры $\varnothing 40$ А-II от осевых смещений

1 — стык с симметричными накладками; 2 — ванная сварка

ливости бетона при сжатии является граница микротрещинообразования R_T^0 . Поскольку она зависит только от вида напряженного состояния (одноосное, плоское, объемное), то для любых ρ предел выносливости будет одинаковым. Асимметрия цикла ρ влияет только на долговечность, т. е. на число циклов, при котором происходит перегиб графика выносливости ($N \geq 10^7$). Для $\rho=0$ можно принять с определенным запасом, что предел выносливости достигается при $N=10^7$ циклов. Началом графика выносливости на оси напряжений является точка, соответствующая динамической прочности бетона при скорости нагружения, равной скорости изменения циклической нагрузки. Отмечается устойчивая зависимость усталостной прочности бетона со статической, что позволяет учитывать влияние различных факторов (водонасыщение, температура, облучение и др.) введением понижающих коэффициентов в статическую прочность.

Аналогично арматуре обозначим: R_p^6 — усталостная прочность бетона при данном ρ ; k_p^6 — относительная усталостная прочность: $k_p^6 = R_p^6/R^6$ (R^6 — статическая прочность для данного вида напряженного состояния); R_0^6 — усталостная прочность при $\rho=0$; k_0^6 — относительная усталостная прочность: $k_0^6 = R_0^6/R^6$; R_{pT}^6 — предел выносливости бетона, k^T — относительный предел выносливости: $k^T = R_{pT}^6/R^6$; R_D^6 — динамическая прочность бетона, k_D — коэффициент динамического упрочнения: $k_D = R_D^6/R^6$; R_D^6 зависит от скоро-

сти нагружения и пластического ресурса и может быть определена расчетным или экспериментальным способом [5].

R^{6i} — статическая прочность бетона при воздействии различных факторов: $R^{6i} = R^6 k_i$ (k_i — понижающий коэффициент, учитывающий воздействие, например, водонасыщения $k_{вод}$, температуры k^t , радиационного излучения $k_{рад}$ и др.). Пользуясь диаграммами Гудмана и Веллера, усталостная прочность бетона на базе 10^7 циклов

$$k_p^6 = \frac{k^T k_i}{1 - \rho \left(1 - \frac{k^T k_i}{k_D}\right)} \quad (3)$$

Для режимов с $\rho \neq 0$ число циклов N_T , при котором достигается предел выносливости,

$$\lg N_T = \frac{7(k_D - k^T)}{k_D - k_p^6} \quad (4)$$

При $N < N_T$

$$k_{pN}^6 = k^T + (k_D - k^T) \times \frac{\lg N_T - \lg N}{\lg N_T} \quad (5)$$

При $N < 10^7$

$$k_{pN}^6 = k_D \frac{\lg N}{7} (k_D - k_p^6)$$

Полученные расчетные зависимости, характеризующие усталостную прочность бетона, аналогичны формулам (1), (2) для арматуры и также позволяют дифференцированно учитывать влияние различных факторов.

Для установления выносливости железобетонного элемента необходимо совместное рассмотрение зависимостей выносливости арматуры и бетона и выражений, связывающих напряжения в арматуре и бетоне различных сечений железобетонного элемента с внешней нагрузкой. При этом можно построить график выносливости железобетонного элемента, выделив области характерных разрушений (рис. 4). Напряжения в бетоне и арматуре отнесены к соответствующим прочностям. Статическая разрушающая нагрузка $M_{разр}$ достигается при исчерпани прочности материалов, т. е. при $\sigma=R$ (M_{max} — максимальная нагрузка цикла). По графикам связи напряжений в бетоне и арматуре σ_{max}/R с внешней нагрузкой $M_{max}/M_{разр}$ (см. рис. 4) для принятых уровней нагрузки, например $M_{max}/M_{разр} = k_1^M$, определяют напряжения (точки 1...3), по которым с помощью графиков усталостной прочности материалов устанавливают число циклов до разрушения по бетону и арматуре (см. рис. 4). Нижняя обгибающая графиков усталостной прочности материалов в координатах $M_{max}/M_{разр}$ —

lg N и будет графиком усталостной прочности железобетонного элемента, на котором четко видны четыре зоны с характерными формами усталостного разрушения.

Уравнения линий выносливости железобетонного элемента по арматуре

$$\left. \begin{aligned} \lg N^M &= 6,3 \frac{1,8k_a - k^M}{1,8k_a - k_p^a k_a}; \\ \lg N^M &= 7 \frac{k_D - \lambda k^M}{k_D - k_p^6} \end{aligned} \right\} (6)$$

по бетону

$$\lambda = \sigma_6^{max} / R_6;$$

σ_6, R_6 — временное и расчетное сопротивление арматуры; σ_6^{max}, R_6 — максимальное напряжение цикла и призматическая прочность бетона. k^a и k_p^6 находят по формулам (1), (3). Точка пересечения графиков выносливости (6)

$$\begin{aligned} k_{пер}^M &= 1,44 \times \\ &\times \frac{1,24 (k_D - k_p^6) - (1,8 - k_p^a)}{\frac{1}{k_a} (k_D - k_p^6) - 1,11\lambda (1,8 - k_p^a)} \end{aligned} (7)$$

Указанная методика оценки усталостной прочности железобетонных элементов, впервые предложенная в источнике [2], вполне удовлетворительно согласуется с данными испытаний и позволяет установить форму усталостного разрушения. При определении напряжений в сечениях железобетонного элемента необходимо учитывать влияние виброползучести бетона, вызывающей образование остаточных напряжений в бетоне и арматуре, что приводит к отклонениям ρ^a и ρ^6 по напряжениям от ρ^M [6]. Изменение режимов нагружения бетона и арматуры (σ^{max}, ρ) при оценке усталостной прочности железобетонного элемента, связанные как с переменностью внешней нагрузки, так и с влиянием виброползучести бетона, учитывают, используя принцип линейного накопления усталостных повреждений [2]. Если элемент подвергается воздействию n различных режимов циклической нагрузки, характеризующейся значениями $\sigma_{i max}, \rho_i$, то число циклов до обрыва по n -ой ступени

$$\begin{aligned} N_n' &= N_n \times \\ &\times \left[1 - \frac{N_1'}{N_1} + \frac{N_2'}{N_2} + \dots + \frac{N_{n-1}'}{N_{n-1}} \right], \end{aligned} (8)$$

где N_1', N_2', \dots, N_n' — число циклов, пройденное на каждом i -том режиме; $N_1, N_2, \dots, N_{n-1}, N_n$ — долговечность на каждом i -том режиме;

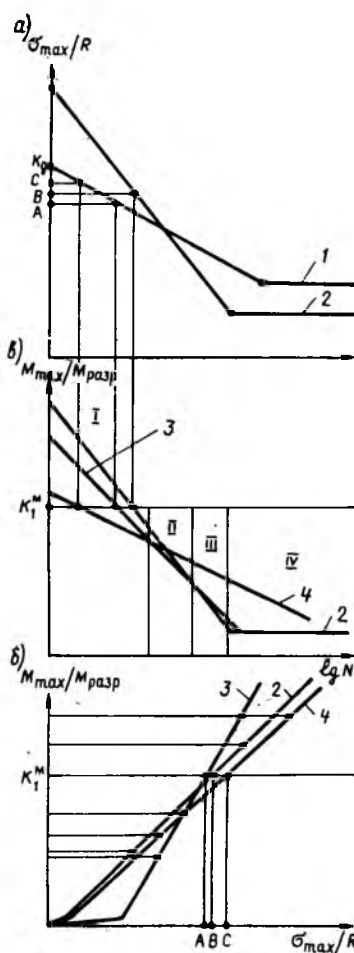


Рис. 4. Принципиальная схема расчета железобетонного элемента по выносливости а — диаграмма Веллера для бетона и арматуры; б — график напряжений в бетоне и арматуре; в — то же для железобетонного элемента: 1 — бетон; 2 — арматура; 3 — косое сечение (бетон); 4 — бетон сжатой зоны; А, В, С — уровни напряжений; I — по бетону (косое сечение); II — по бетону (косое сечение); III — по арматуре; IV — область выносливости

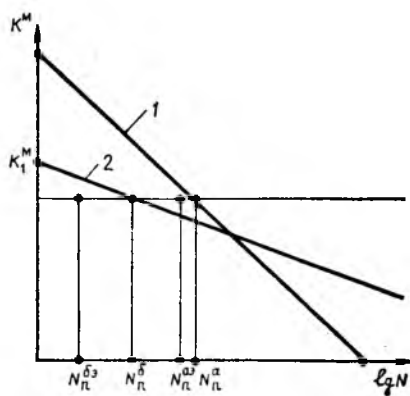


Рис. 5. Схема к учету эквивалентных циклов нагружения 1, 2 — графики выносливости

для арматуры

$$\lg N_i^a = \frac{1,8 - k_p^a N_i}{1,8 - k_p^a} 6,3;$$

$k_p^a = \sigma_{i max} / \sigma_6$; k_p^6 подсчитывают по формуле (1).

При этом учитывают только циклы, для которых

$$k_p^a N_i > k_p^6;$$

для бетона

$$\lg N_i = \frac{k_D - k_p^6 N_i}{k_D - k^T} \lg N_{Ti};$$

$k_p^6 = \sigma_{i max} / R_6$; $\lg N_{Ti}$ подсчитывают по формуле (4) в которой k_p^6 определяют по выражению (3), причем учитывают только циклы для которых $k_p^6 N_i > k^T$; $\sigma_{i max}$ и $\rho_{i max}$ устанавливают с учетом виброползучести бетона в соответствии с рекомендациями [6].

Учет повреждаемости бетона и арматуры при режимах нагружения, предшествующих последнему n -му, может уточнить и форму разрушения железобетонного элемента. Пусть, например, на последнем режиме при $k_1^M = M_{разр} / M_{разр}$ долговечность по бетону и арматуре составят $N_n^6 < N_n^a$ (рис. 5), т.е. в этом режиме разрушения возможно только по бетону. Но если на предыдущих ($n-1$) режимах эквивалентные последнему режиму числа циклов с накоплением усталостных повреждений составят N_n^{6a} и N_n^{a6} и при этом

$$N_n^6 - N_n^{6a} > N_n^a - N_n^{a6},$$

то разрушение произойдет по растянутой арматуре.

Эквивалентное число циклов определяют из зависимости (8).

Разработанная методика оценки усталостной прочности железобетонных элементов наиболее полно и дифференцированно учитывает влияние всех основных факторов, хорошо согласуется с результатами испытаний арматуры, бетона и железобетонных образцов, позволяет определять долговечность и форму разрушения железобетонных элементов. Основные ее положения использованы в СНиП П-56-77.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кириллов А. П. О начальном участке линии выносливости арматуры // Труды координационных совещаний по гидротехнике. — Вып. 64. — 1972. — С. 65—69.
2. Кириллов А. П. Влияние угловых и осевых смещений на усталостную прочность сварных стыков арматуры // Труды координационных совещаний по гидротехнике. — Вып. 54. — 1970. — С. 91—96.
3. Кириллов А. П. Прочность бетона при динамических нагрузках // Бетон и железобетон. — 1987. — № 2. — С. 38—39.
4. Кириллов А. П., Мирсапов И. Т. Влияние виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1986. — № 1. — С. 45—46.

Оценка потерь напряжений в высокопрочной проволочной арматуре от релаксации при нормальной температуре

В зависимости от вида применяемой арматуры, уровня ее начального напряжения и других факторов потери напряжений в арматуре от релаксации могут составлять значительную часть общих потерь преднапряжения.

В отечественной практике проектирования железобетонных конструкций при определении потерь напряжения от релаксации в проволочной арматуре используют формулу СНиП 2.03.01—84, в основу которой положена зависимость, предложенная еще в 60-е годы [1]

$$\sigma_{rel} = \sigma_{sp} \left(a \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{0,2}} - b \right). \quad (1)$$

Установленная на основании опытных данных, накопленных к тому времени, она сыграла положительную роль в совершенствовании отечественных норм проектирования преднапряженных железобетонных конструкций.

Вместе с тем за прошедший более чем 25-летний период получено значительное количество опытных данных по релаксации высокопрочной проволочной арматуры, которые позволяют на основе их обобщения уточнить методику оценки потерь напряжений в проволочной арматуре от релаксации с учетом таких факторов, как особенности изготовления арматуры (стабилизированная, с низкотемпературным отпуском), уровень ее начального напряжения, длительность выдерживания под напряжением и др.

В настоящее время имеется множество различных предложений по определению потерь напряжений в проволоке и канатах от релаксации при нормальной температуре, среди которых наиболее известны:

предложение ЕКБ — ФИП [2]

$$\Delta \sigma_{rel}^t = \Delta \sigma_{rel}^{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^\beta, \quad (2)$$

где $\Delta \sigma_{rel}$ — потери напряжений за время t , ч ($t > 1000$); $\Delta \sigma_{rel}^{1000}$ — потери напряжений от релаксации за 1000 ч; β — коэффициент: в зависимости от вида арматуры $\beta = 0,15 \dots 0,25$;

евронормы-80 (ЕР-80) [3] и стандарт СЭВ

$$\log \Delta \sigma_{rel}^t = K_1 + K_2 \log t, \quad (3)$$

где K_1, K_2 — коэффициенты, устанавливаемые экспериментально для каждого вида арматуры при $t > 1$ ч;

рекомендации Американского института преднапряженного железобетона (PCI)

$$\Delta \sigma_{rel}^t = \sigma_{sp} \frac{\log 24 t}{a} \left(\frac{\sigma_{sp}}{b} - 0,55 \right), \quad (4)$$

где a, b — коэффициенты, определяемые зависимостью от вида арматуры.

В стандарте Японского общества инженеров-строителей [4] по расчету и проектированию железобетонных конструкций установлено требование, согласно которому величина потерь напряжений от релаксации, используемая в расчете, должна составлять утроенную величину потерь, получаемую в опытах длительностью испытаний 1000 ч.

В приведенных зависимостях для оценки потерь напряжений от релаксации имеются недостатки: — область применения зависимости (2) ограничена условием $t > 1000$ ч; значения коэффициентов K_1 и K_2 в зависимости (3) определяются графически, что отражается на точности получаемых результатов; выражение (4) устанавливает линейную зависимость между потерями и длительностью выдерживания под напряжением в полулогарифмических координатах, что при экстраполяции на длительный период увеличивает вероятность получения заниженных результатов.

Обобщение многочисленных данных, полученных автором и другими исследователями в опытах с высокопрочной проволокой и канатами, показало, что для комплексного учета влияния различных факторов на релаксацию напряжений арматуры за время t целесообразно использовать зависимость, лишенную отмеченных недостатков,

$$\Delta \sigma_{rel}^t = \Delta \sigma_{rel}^{t_1} + (\Delta \sigma_{rel}^{t_2} - \Delta \sigma_{rel}^{t_1}) \times \left(\frac{\log t}{\log t_2} \right)^n, \quad (5)$$

где $t_2 > t_1 \geq 1$ ч; $n > 1$.

Во многих зарубежных стандартах, а также в ГОСТах на высокопрочную проволоку и арматурные канаты нормируется максимально допустимая ве-

личина потерь напряжений от релаксации за 1000 ч выдерживания. В этой связи в качестве $\Delta \sigma_{rel}^{t_1}$ в зависимости (5) целесообразно использовать потери напряжений от релаксации за 1000 ч выдерживания $\Delta \sigma_{rel}^{1000}$. В качестве $\Delta \sigma_{rel}^{t_2}$ удобно применять потери напряжений от релаксации за время $t_2 = 1$ ч. В течение этого времени релаксация напряженной арматуры протекает достаточно интенсивно и получаемые результаты характеризуются удовлетворительной стабильностью.

Известно, что одним из основных факторов, влияющих на потери напряжений от релаксации арматуры, является уровень ее начального напряжения, характеризуемый отношением преднапряжения к временному сопротивлению стали σ_{sp}/σ_u . Предложены различные зависимости (степенные, линейные) для оценки $\Delta \sigma_{rel}$ при изменении уровня начального напряжения арматуры σ_{sp}/σ_u . При этом во многих случаях принимают, что потери напряжений от релаксации арматуры начинают проявляться только после превышения величиной σ_{sp}/σ_u некоторого граничного значения, называемого порогом релаксации. По различным данным порог релаксации назначают в пределах $\sigma_{sp}/\sigma_u = 0,4 \dots 0,55$. Вместе с тем следует отметить, что в действительности, как подтверждают опыты, релаксация напряжений проявляется при любом начальном напряжении, не равном 0, поэтому порог релаксации устанавливают условно для упрощения расчетов.

На рисунке представлены данные различных авторов по потерям напряжений от релаксации в высокопрочной проволочной арматуре, изготовленной с низкотемпературным отпуском, а также стабилизированной, полученные в опытах за время выдерживания под напряжением 1 и 1000 ч. Анализом установлено, что изменение $\Delta \sigma_{rel}$ с повышением уровня начального напряжения арматуры в общем носит нелинейный характер и графически может быть представлено кривой степенной функции

$$\Delta \sigma_{rel} = a \sigma_{sp} \left(\frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} \right)^m. \quad (6)$$

Можно отметить также, что при одинаковых уровнях начального напряжения потери от релаксации за 1 ч выдерживания под напряжением составляет в среднем около $\frac{1}{3}$ потерь за 1000 ч выдерживания.

Применение высокопрочной арматурной проволоки и канатов при низких уровнях начального напряжения ($\sigma_{sp}/\sigma_u < 0,5$) неэффективно, поэтому в зарубежной и отечественной практике изготовления преднапряженных железобетонных конструкций наиболее часто встречающийся диапазон величин начального напряжения $\sigma_{sp} = (0,6...0,8)\sigma_u$. В некоторых стандартах зарубежных стран, а также в проекте стандарта ИСО на высокопрочную напрягаемую проволочную арматуру при уровнях начального напряжения (0,6; 0,7 и 0,8) σ_u максимально допустимые потери напряжений от релаксации ограничены значениями 4,5; 8 и 12% — для проволочной арматуры, изготавливаемой с низкотемпе-

ратурным отпуском; 1; 2,5 и 4,5% — для стабилизированной арматуры.

В ГОСТ 7348—81 и ГОСТ 13840—68 максимально допустимые потери напряжений от релаксации регламентированы только для уровня начального напряжения $\sigma_{sp} = 0,7\sigma_u$.

С учетом изложенного формулы для определения потерь напряжений от релаксации высокопрочной проволочной арматуры за 1 и 1000 ч выдерживания в зависимости от уровня начального напряжения можно в общем виде представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{rel}^{1000} &= a \sigma_{sp} \left(\frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} - b \right); \\ \Delta \sigma_{rel}^1 &= c \Delta \sigma_{rel}^{1000}, \end{aligned} \right\} (7)$$

где $a = 0,4$; $b = 0,5$ — для проволоки и канатов, изготовленных с низкотемпературным отпуском; $a = 0,17$; $b = 0,55$ — для стабилизированной арматуры; c — коэффициент, определяемый опытным путем, изменяется в зависимости от ус-

ловий эксперимента и вида арматуры: $c = 0,2...0,45$.

Предложенные зависимости для практических целей вполне удовлетворительно оценивают $\Delta \sigma_{rel}$, полученные в опытах при изменении начального напряжения в достаточно широком диапазоне.

Проектный срок эксплуатации большинства преднапряженных железобетонных конструкций и сооружений в зависимости от их назначения и степени ответственности исчисляется несколькими десятками лет (30, 50 и более). По вполне понятным причинам опытные данные по потерям напряжений от релаксации арматуры с такой длительностью испытаний в настоящее время отсутствуют, поэтому в проектировании конструкций пользуются расчетными потерями, которые определяют графической экстраполяцией релаксационных кривых, полученных в опытах с ограниченной длительностью испытаний.

Известно, что потери напряжений от релаксации происходят интенсивно в первые часы испытаний. Через нескольких сотен часов скорость снижения напряжений становится незначительной и, продолжая монотонно убывать, после нескольких тысяч часов испытаний практически приближается к 0. В этой связи при графической экстраполяции на 30...50 лет релаксационных кривых, получаемых в опытах с длительностью испытаний не менее 1000 ч, вероятность допущения грубой ошибки невелика.

В настоящее время имеется много различных предложений по графической экстраполяции кривых релаксации в полулогарифмических или логарифмических координатах на длительный период. Анализ и обобщение этих предложений, а также результатов испытаний показывает, что для прогнозирования возможных величин потерь напряжений от релаксации за длительный период времени (30 и более лет) с минимальной вероятностью ошибки в сторону снижения надежности целесообразно в зависимости (5) принять $n = 1,5$. В этом случае после соответствующих преобразований и упрощений зависимость (5) с учетом условий (7) приобретает вид:

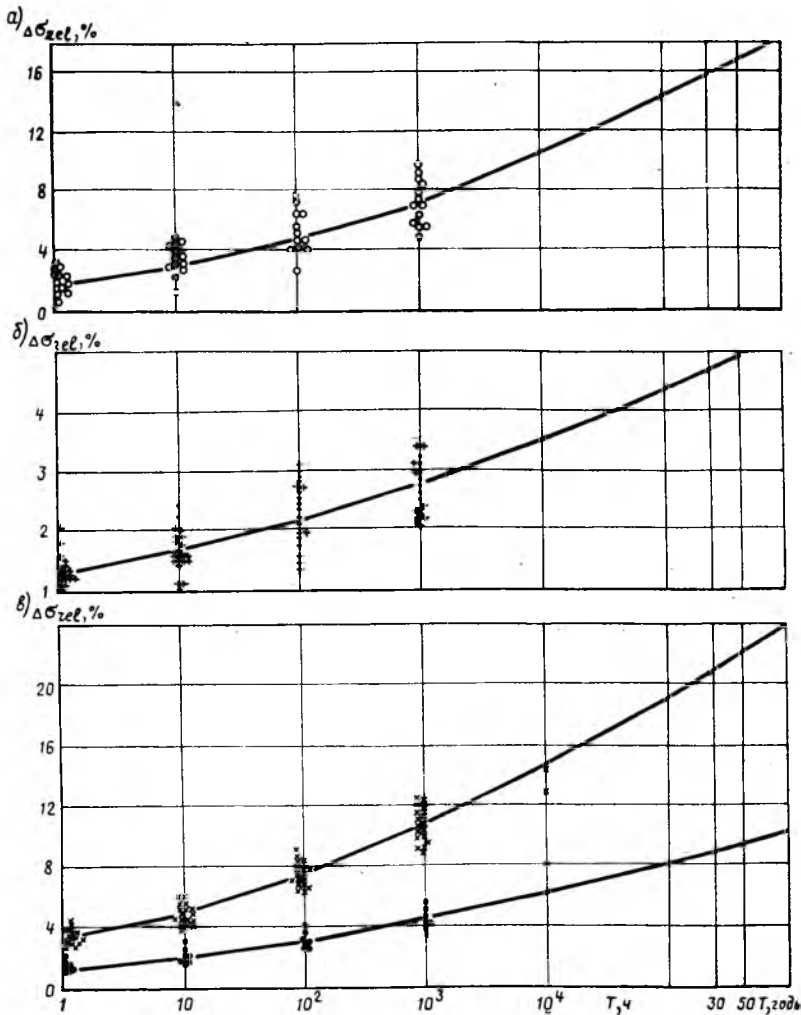
$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{rel}^t &= c \Delta \sigma_{rel}^{1000} + (1 - c) \times \\ &\times \Delta \sigma_{rel}^{1000} \left(\frac{\lg t}{\lg 1000} \right)^{1,5} \end{aligned} \right\} (8)$$

или

$$\Delta \sigma_{rel}^t = \Delta \sigma_{rel}^{1000} [c + 0,192 \times (1 - c) (\lg t)^{1,5}]$$

при $t \geq 1$ ч.

На рисунке представлены расчетные кривые релаксации различных видов ар-



Релаксация проволочной арматуры во времени

a — Ø5 В-П, отпущенная; b — то же, стабилизированная; c — Ø15 К-7; \circ — $\sigma_{sp} = (0,66...0,76)\sigma_u$; \times — $\sigma_{sp} = (0,65...0,85)\sigma_u$; \bullet — $\sigma_{sp} = 0,6\sigma_u$

матуры, построенные на длительный период времени с использованием зависимостей (8) и среднеарифметических значений σ_{rel}^1 и σ_{rel}^{1000} , полученных в опытах.

Таким образом, на основании выполненного анализа и обобщения накопленных данных предложена зависимость для определения потерь напряжений в высокопрочной проволочной арматуре от релаксации при нормальной температуре, комплексно учитывающая влияние вида арматуры, уровня ее начального

напряжения, длительности выдерживания под напряжением.

Использование предложенной зависимости позволит более точно прогнозировать величину полных потерь напряжений арматуры и тем самым повысить надежность преднапряженных железобетонных конструкций, эксплуатируемых при нормальной температуре.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов К. В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. — М.: Стройиздат, 1964. 200 с.

2. Кодекс — образец ЕКБ—ФИП. Для норм по железобетонным конструкциям/Под редакцией А. А. Гвоздева и др. — Т. II. — М.: НИИЖБ, 284 с.

3. H. Corres Peiretti, V. Sanches—Gálves, M. Elices Calafat. Pérdidas de pretensado por fluencia y relajacion: Estudio comparativo de distintos modelos // Hormigon y Acero. — 1984. — N 154. — P. 71—89.

4. Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures.— Part 1 (Design) // Japan Society of Civil Engineers, 1986. — 244 p.

УДК 624.012.45.046.539.4

М. Л. ЗАК, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности стержневых бетонных элементов с учетом масштабного эффекта

Известно, что при разрушении бетонных балок и других стержневых элементов, несущая способность которых лимитируется прочностью бетона на растяжение, проявляется существенный масштабный эффект. В последние годы многие исследователи для описания этого эффекта привлекали представления механики разрушения, в соответствии с которыми разрушение конструкций описывается как процесс роста отдельных макротрещин. Автором предложена континуальная модель бетона, основанная на интегральном способе учета образования и развития трещин с помощью полных диаграмм деформирования. Масштабный эффект, обусловленный структурной неоднородностью материала, описывается наделением этой модели свойством нелокального взаимодействия.

В модели бетона с локальным взаимодействием соотношение между напряжением σ и деформацией ϵ устанавливается по полным диаграммам деформирования бетона при сжатии ($\epsilon < 0$) и растяжении ($\epsilon > 0$) (рис. 1).

Существует несколько предложений по аналитическому описанию экспериментальных диаграмм сжатия бетона [1]. Одна из наиболее простых и вместе с тем достаточно точная зависимость

$$\frac{\sigma}{R} = \frac{\gamma \eta}{1 + (\gamma - 1) A}, \quad (1)$$

где $A = (0,75\eta + 0,25\eta^3) \frac{\gamma}{1,5(\gamma - 1)}$; $R = R_c$; $\eta = \epsilon/\epsilon_R$; $\epsilon_R = \epsilon_{R,c}$; $\gamma = E_0 \epsilon_R / R$; E_0 — начальный модуль упругости бетона.

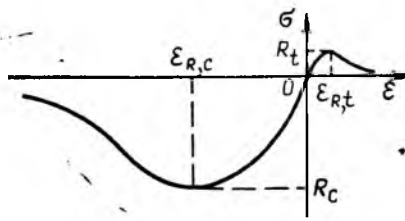


Рис. 1. Диаграмма деформирования бетона

Следуя распространенной практике, отраженной, например, в кодексе-образце ЕКБ — ФИП, можно считать, что зависимость $\sigma - \epsilon$ при растяжении выражается той же формулой, что и при сжатии, с заменой $R = R_t$, $\epsilon_R = \epsilon_{R,t}$. $R_c(R_t)$ — прочность при осевом сжатии (растяжении) стандартных бетонных призм.

Использование зависимостей $\sigma - \epsilon$ для бетона и арматуры в сочетании с гипотезой плоских сечений позволяет оценить прочность и деформации бетонных и железобетонных элементов на всех стадиях работы, причем моменту образования трещины соответствует деформация крайнего растянутого волокна $\epsilon_{R,t}$. Эта модель, однако, не учитывает масштабный эффект.

Диаграммы деформирования бетона,

получаемые на образцах в условиях однородного напряженного состояния, не соответствуют диаграммам, которые реализуются при наличии градиента деформации. Непосредственное задание полной, т. е. с нисходящей ветвью, диаграммы растяжения, как зависимости σ от ϵ по данным опытов на осевое растяжение бетонных образцов невозможно. Это связано с тем, что при $\epsilon \approx \epsilon_{R,t}$ в образце образуется локализованная, перпендикулярная направлению действия усилия трещина и деформация образца в стадии разупрочнения определяется шириной ее раскрытия. Таким образом, замеряемая датчиком деформация зависит от базы измерения и не может характеризовать состояние материала после появления трещины.

Вместе с тем в зоне чистого изгиба изгибаемых элементов, т. е. при наличии градиента деформаций возникает несколько трещин с более или менее постоянным шагом. Это позволяет описать работу бетона растянутой зоны диаграммой $\sigma - \epsilon$, причем под ϵ понимают деформацию, замеряемую на базе, включающей несколько блоков бетона между трещинами.

Определяемые методом Фере диаграммы $\sigma - \epsilon$ имеют вид, показанный на рис. 1. При этом максимальное напряжение R_t и деформация $\epsilon_{R,t}$ могут существенно превышать аналогичные характеристики, получаемые в стандартных испытаниях на осевое растяжение [2].

Следовательно, для обеспечения соответствия эксперимента и расчета необходимо предусмотреть трансформацию диаграмм $\sigma - \epsilon$ деформирования бетона обусловленную поддерживающим действием менее нагруженных зон материала.

В линейной теории упругости для описания нелокального взаимодействия используют соотношения [3]

$$\sigma(x) = \int \psi(x, x') \epsilon(x') dx', \quad (2)$$

обобщающие закон Гука и сводящиеся к нему при

$$\psi(x, x') = \delta(x - x') E(x'),$$

где δ_x — δ -функция Дирака, $E(x')$ — модуль упругости в точке с координатой x' .

Для учета физической нелинейности бетона предложено, сохраняя представленную ранее форму зависимости $\sigma - \epsilon$, отражать нелокальность взаимодействия введением переменных характеристик $R(\xi)$ и $\epsilon_R(\xi)$. Для элементов прямоугольного сечения ξ — параметр, характеризующий степень поддержки волокна в уровне x волокнами в уровнях x' в пределах радиуса взаимодействия волокон r , т. е. от $x - r$ до $x + r$, и определяемой по формулам:

$$\xi(x) = \frac{\eta_0(x)}{\langle \eta_0(x) \rangle}, \quad (3)$$

где

$$\eta_0(x) = \frac{\epsilon(x)}{\epsilon_{R,t}(1)} \text{ при } \epsilon(x) \geq 0;$$

$$\eta_0(x) = \frac{\epsilon(x)}{\epsilon_{R,c}(1)} \text{ при } \epsilon(x) < 0,$$

$$\langle \eta_0(x) \rangle = \frac{\int_{x-r}^{x+r} \varphi(x, x') \eta_0(x') dx'}{\int_{x-r}^{x+r} \varphi(x, x') dx'} \quad (4)$$

$$\varphi(x, x') = \begin{cases} (x - x' - r)(x - x' + r) & \text{при } x - r \leq x' \leq x + r; \\ 0 & \text{при } x' < x - r \\ & \text{или } x' > x + r. \end{cases} \quad (5)$$

Функцию $\varphi(x, x')$, определяющую степень взаимодействия волокон в уровнях x и x' таким образом, что это взаимодействие постепенно уменьшается с увеличением $|x - x'|$ и обращается в 0 при $|x - x'| = r$, принимают также равной 0, если x' оказывается вне высоты сечения.

Применительно к диаграмме растяжения рекомендуются соотношения:

$$\left. \begin{aligned} R_t(\xi) &= R_t \text{ при } \xi \leq 1; \\ R_t(\xi) &= \xi R_t \text{ при } \xi > 1; \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{R,t}(\xi) &= \frac{R_t}{E_0} \text{ при } \xi \leq 1; \\ \epsilon_{R,t}(\xi) &= \frac{R_t(2\xi - 1)}{E_0} \text{ при } \xi > 1. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Трансформация диаграмм деформирования бетона при сжатии слабее, чем при растяжении (рис. 2). Приближенно можно принять:

$$\left. \begin{aligned} R_c(\xi) &= R_c; \\ \Sigma_{R,c}(\xi) &= \Sigma_{R,c} \approx -2^n/100. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

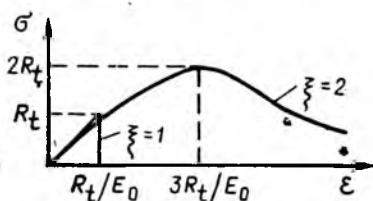


Рис. 2. Трансформация диаграммы растяжения

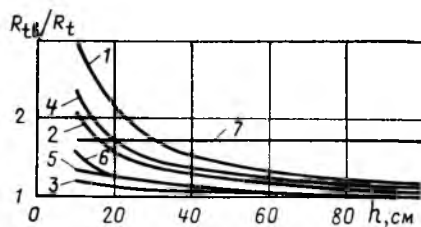


Рис. 3. Зависимость R_{ib}/R_t от h по предложенной модели
1 — $r=10$ см; 2 — $r=5$ см; 3 — $r=1$ см; 4 — [4]; 5 — ЕКБ — ФИП; 6 — [6]; 7 — СНиП 2.03.01—87

Радиус взаимодействия волокон r для бетона данного состава предлагается назначать таким образом, чтобы обеспечить совпадение расчетного предельного изгибающего момента M_T , воспринимаемого стандартной бетонной балкой сечением 10×10 , 15×15 или 20×20 см, с опытным значением M_0 . Расчеты рекомендуются выполнять по алгоритму [5]. В таблице для бетона класса В30 при-

r, см	R_{ib}/R_t при h, см		
	10	15	20
0	1,00	1,00	1,00
2	1,37	1,25	1,15
4	1,82	1,55	1,36
6	2,30	1,91	1,64
8	2,37	2,25	1,88
10	2,98	2,49	2,10

ведены данные для определения r в зависимости от соотношения $R_{ib} = 6 M_0 / bh^2$ и R_t .

На рис. 3 показаны зависимости $R_{ib}/R_t = 6 M_T / R_t b h^2$ от h , построенные с использованием представленной модели деформирования бетона при разных r , а также по известным эмпирическим формулам, обобщающим различные группы опытных данных. Из рис. 3 видны возможности достижения соответствия опытных данных и модели при варьировании только r . Учитывая довольно значитель-

ное и не описываемое феноменологической моделью влияние структуры материала на особенности проявления масштабного эффекта, результаты можно считать удовлетворительными. Для сравнения на рис. 3 приведена зависимость, получаемая при расчете прочности изгибаемых бетонных элементов по СНиП 2.03.01—84, не учитывающему масштабный эффект.

Вывод

Предложен расчет стержневых бетонных элементов на основе теории сопротивления материалов. В отличие от эмпирических формул, типа рекомендуемых кодексом-образцом ЕКБ — ФИП, он позволяет оценивать проявление масштабного эффекта при любых сочетаниях изгибающего момента и продольной силы, а также рассчитывать статически неопределимые конструкции. В отличие от методов механики разрушения использование предложенного способа не связано с проведением каких-либо испытаний, кроме предусмотренных ГОСТ 10180—78.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Зак М. Л., Гуца Ю. П. Аналитическое представление диаграммы сжатия бетона // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1987. — С. 103—107.
- Балавадзе В. К. Новое о прочности и деформативности бетона и железобетона. — Тбилиси: Мецниераба, 1986. — 363 с.
- Куинн И. А. Теория упругих сред с микроструктурой. — М.: Наука, 1975. — 416 с.
- Мальцов К. А. Физический смысл условного предела прочности бетона на растяжение при изгибе // Бетон и железобетон. — 1958. — № 3. — С. 107—111.
- Зак М. Л. Алгоритм расчета железобетонных элементов на прочность при косом сжатии и изгибе // Строительная механика и расчет сооружений. — 1989. — № 1. — С. 29—30.
- L'Hermite R., Mamillan M., Simonnet J. Recherches nouvelles concernant la technologie du beton // Ann. ITBTP. — 1973. — N 309—310. — P. 1—44.

Прогнозирование длительной трещиностойкости железобетонных цилиндрических оболочек и критерии трещиностойкости

В настоящее время во многих сооружениях применяют железобетонные цилиндрические оболочки, эксплуатируемые при воздействии внутреннего, внешнего давления или их сочетания с другими нагрузками.

К таким сооружениям относятся герметичные тонкостенные резервуары, преднапряженные железобетонные трубопроводы различного диаметра, защитные оболочки АЭС, цилиндрические опоры платформ для добычи нефти и газа, опоры ВЭС, подводные железобетонные емкости и т. д. Избыточное давление может действовать все время эксплуатации, достаточно продолжительное время или периодически.

При разработке методики расчета необходимо учитывать ползучесть и усадку бетона, существенно влияющие на напряженное состояние сооружения, характер перераспределения напряжений во времени и, как следствие, на его трещиностойкость.

Анализом установлено, что многие сооружения работают при нагрузках, превышающих область описываемых современными линейными теориями ползучести бетона. Разработанная методика расчета базируется на нелинейной теории ползучести бетона [1...3], наиболее полно описывающей особенности деформирования бетона.

Рассмотрим цилиндрическую оболочку (см. рисунок), состоящую из железобетонного слоя (в том числе с герметичной внутренней облицовкой) и внешней напрягаемой арматурой (проволочная навивка или канаты, представленной в расчетной схеме в виде фиктивного внешнего обода, обжимающего железобетонную оболочку (кольцо бесконечной длины)).

Предполагается, что после изготовления (бетонирования) цилиндрической оболочки (или отдельных сборных колец) производят ее обжатие (преднапряжение в некоторый момент времени τ_1). До начала эксплуатации внутреннее давление в нем отсутствует.

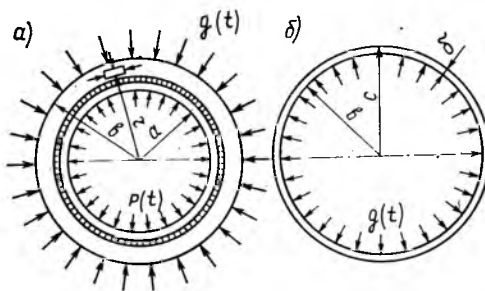
Радиальная деформация бетонного слоя при плоском напряженном состоянии со-

гласно нелинейной теории ползучести бетона [1, 2, 4]

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

Подставляя в зависимость (1) предварительно выраженные через $g(t)$, $\sigma_{\theta\theta}(t)$ и $\sigma_{\theta r}(t)$ и принимая $E_{\theta}(t) = E_{\theta} = \text{const}$,

$$g(t) = \frac{\Delta E_{ан}}{2\pi b^2} \frac{F_{ан}}{1 + \lambda_1 n_{ан}} - \frac{\lambda_1 E_{ан}}{1 + \lambda_1 n_{ан}} \times \int_{\tau_1}^t g(\tau) \frac{d}{d\tau} \left[\frac{1}{E_{\theta}} + C_0(t, \tau) \right] d\tau - \frac{\lambda_1 E_{ан}}{1 + \lambda_1 n_{ан}} \int_0^{g_{max}} g^{\psi}(t) F[t(g)] dg.$$



Расчетная схема преднапряженной оболочки а — для бетона; б — для арматуры

Введя соответствующие обозначения, окончательно получим нелинейное интегральное уравнение

$$g(t) = K_1 + \lambda_0 \int_{\tau_1}^t g(\tau) \frac{d}{d\tau} \times \left[\frac{1}{E_{\theta}} + C_0(t, \tau) \right] d\tau - \xi \lambda_0 \int_0^{g_{max}} g^{\psi}(t) F[t(g)] dg, \quad (3)$$

где ξ — малый параметр; ψ — степень нелинейности необратимой деформации ползучести.

Решение уравнения (3) получено в источнике [2] операционным методом в сочетании с методом малого параметра

$$g(t) = U e^{-\varphi t} + Q e^{-\delta t} + R e^{-(\varphi + \delta)t} + S, \quad (4)$$

где U, Q, R, S — коэффициенты, вычисляемые при решении уравнения.

Функция измерения напряжений в бетоне (функция релаксации)

$$H_{\theta}(t, \tau_1, \mu) = \frac{\sigma_{\theta\theta}(t)}{\sigma_{\theta\theta}(\tau_1)} = \frac{U e^{-\varphi t} + Q e^{-\delta t} + R e^{-(\varphi + \delta)t} + S}{U + Q + R + S}. \quad (5)$$

Большинство конструкций можно считать тонкостенными. Поэтому на практике влиянием σ_r по сравнению с σ_{θ} и перераспределением напряжений по сечению бетона можно пренебречь, а учитывать лишь перераспределение напряжений между бетоном, арматурой и герметичной оболочкой.

Для толстостенных бесконечных цилиндров влияние σ_r на деформации бетона потребовало бы учета неравномерности $\sigma_{\theta\theta}$ по сечению. При этом необходимо разделить бетонное сечение на слои, что существенно усложняет расчет.

Для вывода формул, позволяющих установить перераспределение напряжений между бетоном, арматурой и герметичной облицовкой, требуется рассмотреть сечение оболочки.

Из условия равновесия и совместности деформирования материалов легко определить начальные напряжения в бетоне $\sigma_{\theta}(\tau_1)$ и арматуре $\sigma_{ан}(\tau_1)$ и $\sigma_a(\tau_1)$.

После завершения обжатия бетонного сердечника ($t > \tau_1$) с учетом ползучести бетона в сечении возникают напряжения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta\theta}(t) &= \sigma_{\theta\theta}(\tau_1) H_{\theta}(t, \tau_1, \mu); \\ \sigma_a(t) &= \sigma_a(\tau_1) H_a(t, \tau_1, \mu); \\ \sigma_{ан}(t) &= \sigma_{ан}(\tau_1) - \sigma_{ан}(t); \\ \sigma_{ан}(t) &= \sigma_{ан}(\tau_1) H_{\theta}(t, \tau_1, \mu); \\ g(t) &= g(\tau_1) H_{\theta}(t, \tau_1, \mu), \end{aligned} \right\} (6)$$

где $H_a(t, \tau_1, \mu)$ — функция изменения напряжений в обычной арматуре:

$$H_a(t, \tau_1, \mu) = 1 + \frac{1 - n_{ан} \mu_{ан}}{n_a \mu_a} \times \\ \times [1 - H_6(t, \tau_1, \mu)];$$

$\sigma_{ан}(t)$ — потери напряжений в навиваемой проволоке вследствие ползучести бетона:

$$\sigma_{ан}(t) = \sigma_{ан}(\tau_1) [1 - H_6(t, \tau_1, \mu)].$$

Зная характер изменения функции релаксации напряжений в бетоне, легко вычислить функцию изменения напряжений в герметичной облицовке и обычной арматуре.

Как видно из зависимости (6), вследствие ползучести бетона кроме потерь напряжений в напрягаемой арматуре происходит перераспределение во времени усилий между герметичной облицовкой с арматурой и бетоном. Напряжения в напрягаемой арматуре и бетоне убывают, а напряжения в облицовке и арматуре возрастают.

Если в момент $\tau_2 > \tau_1$ в оболочке создать внутреннее избыточное давление, т. е. $p(t) = ag(t)$, то напряжения в арматуре и бетоне будут отличны от нуля, что связано с различными упругими деформациями арматуры и бетона при создании внутреннего давления p , обусловленными перераспределением во времени усилий между облицовкой и бетоном.

Возникающие деформации можно рассматривать, как стационарные вынужденные деформации, действующие с момента $\tau_2 > \tau_1$, которые определяют через напряжения в облицовке σ_a и бетоне σ_b , действующие перед моментом снятия нагрузки τ_2 .

Напряжения в бетоне в момент τ_2 выразятся в виде

$$\sigma_b(\tau_2) = [\sigma_b(\tau_1)] \frac{1 + n_a \mu_a - n_{ан} \mu_{ан}}{1 + n_a \mu_a} \times \\ \times [1 - H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)]. \quad (7)$$

Растягивающие напряжения в бетоне, вызывающие при определенных условиях трещины в железобетонном элементе [2], уравновешиваются сжимающими напряжениями в герметичной облицовке и соответствующими давлениями $g(\tau_2)$ и $p(\tau_2)$.

Напряжение в бетоне складывается из оставшейся части давления от преднапряжения $(1 - \alpha)g(\tau_2)$ и разности упругих деформаций облицовки и бетона в момент создания внутреннего давления $p(\tau_2)$

$$\sigma_{бп}(\tau_2) = \sigma_b(\tau_1) \{ \alpha A_2 - \\ - [1 - \alpha(1 - A_2)] H_6(\tau_2, \tau_1, \mu) \}, \quad (8)$$

Вариант	$\eta_n(\tau_1)$	$g(\tau_1)$, МПа	$H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)$	$H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)$	$\sigma_b(\tau_1)$, МПа	$\sigma_a(\tau_2)$, МПа	$p(\tau_2)$, МПа	$\sigma_b(\tau_2)$, МПа	$\Sigma \sigma_b(\tau_2)$, МПа
I	0,57	1,72	0,839	3,265	16,89	348,9	1,2	-1,46	$> R_{бп}$
II	0,55	1,80	0,840	1,870	16,33	193,5	1,2	-0,33	-0,44

Примечание. Бетон класса В40, $\tau_2 = 300$ сут.

$$\text{где } A_2 = \frac{1 + n_a \mu_a - n_{ан} \mu_{ан}}{1 + n_a \mu_a} \leq 1,$$

поскольку $n_{ан} \mu_{ан} > 0$.

Критерий трещинообразования бетона с учетом усадочных напряжений

$$\sigma_b(\tau_2) = A_2 \left\{ \alpha - \frac{[1 - \alpha(1 - A_2)]}{A_2} \times \right. \\ \left. \times H_6(\tau_2, \tau_1, \mu) \right\} \sigma_{бп}(\tau_1) + \\ + \sigma_{бу}(\tau_2) \leq R_{бт}. \quad (9)$$

При проектировании могут встретиться случаи, когда вследствие ползучести бетона и перераспределения напряжений в сечении напряжения в облицовке и арматуре будут расти и достигнут предела текучести арматуры σ_T , после чего процесс перераспределения напряжений прекращается, следовательно $\sigma_a(t) = \sigma_T$.

Если в результате расчета окажется, что

$$\sigma_a(\tau_2) = \sigma_a(\tau_1) H_a(\tau_2, \tau_1, \mu) \geq \sigma_T,$$

то формула для определения напряжений в бетоне

$$\sigma_b(\tau_2) = (\sigma_b(\tau_1)) \frac{n_a \mu_a}{1 + n_a \mu_a} \times \\ \times [H_a^{\max} - H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)]. \quad (10)$$

Из выражений (9), (10) так же, как и из источника [5] видно, что при $\sigma_a(\tau_2) < \sigma_T$ растягивающие напряжения в бетоне после появления внутреннего давления $p(\tau_2)$ связаны с условием $\alpha > H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)$.

Анализ показал, что максимальные растягивающие напряжения возникают при $p(\tau_2) \geq g(\tau_2)$, а также при минимальном коэффициенте релаксации бетона $H_6(\tau_2, \tau_1, \mu)$, что, в свою очередь, связано с наибольшей деформативной способностью бетона, а также в случае наибольшего отдаления момента преднапряжения колец τ_1 от τ_2 (момент создания внутреннего давления), т. е. $\max(\tau_2 - \tau_1) \rightarrow \infty$.

Растягивающие напряжения в бетоне также существенно зависят от коэффициентов армирования, уровня напряжений в бетоне в момент приложения нагрузки, а также степени нелинейности деформирования бетона во времени.

Рассмотрены два типа конструкции преднапряженных цилиндрических оболочек с герметизирующей облицовкой толщиной 3 мм, расположенной в середине

сечения железобетонного кольца (вариант I) и толщиной 10 мм на внутренней поверхности кольца (вариант II). Внутренний ($D_{вн} = 7,5$) и наружный ($D_{нв} = 8,5$ м) диаметр обоих вариантов цилиндрических оболочек одинаков. Конструкции отличаются друг от друга армированием и величиной внешнего обжатия.

Результаты расчетов характера напряжений в сечении кольца, происходящего вследствие ползучести бетона, а также установление длительной трещиностойкости трубопровода, произведены по приведенным формулам (см. таблицу).

Расчет показал, что от совместного влияния ползучести и усадки длительная трещиностойкость бетона к началу эксплуатации цилиндрической оболочки в некоторых случаях может не обеспечиваться.

В конструкции варианта II напряжения в герметизирующей облицовке и обычной арматуре вследствие перераспределения напряжений в сечении, вызванного ползучестью бетона, достигают предела текучести и переходят в область пластического деформирования еще до начала эксплуатации оболочки ($t < \tau_2$). Наличие большого числа сварных швов может привести к тому, что облицовка со временем перестает обеспечивать герметичность сооружения. Поэтому при проектировании цилиндрических железобетонных оболочек необходимо обязательно выполнять расчет с учетом влияния ползучести бетона. В противном случае эксплуатационная надежность и долговечность конструкции не может быть обеспечена.

Если в результате расчета оказывается, что конструкция нетрещиностойкая, а герметизирующая облицовка до начала эксплуатации переходит предел пластичности, то можно рекомендовать следующие технологические мероприятия:

после завершения монтажа оболочки следует в максимально короткие сроки подать в нее давление, а время разгруженного (при отсутствии внутреннего давления) состояния максимально сократить;

при расположении герметизирующей облицовки с внутренней стороны бетонного кольца целесообразно монтаж облицовки осуществить после обжатия бетонного сердечника. Причем момент изготовления и обжатия бетонного сердечника должен быть максимально сдвинут

от момента монтажа облицовки внутри оболочки;

при двухступенчатой технологии изготовления бетонных колец, с расположением облицовки внутри сердечника, целесообразно бетонировать оболочку при разогретой облицовке или предварительном ее растяжении, можно применять расширяющийся бетон.

К конструктивным мероприятиям относятся повышение класса бетона, толщины герметизирующей облицовки и пло-

щади дополнительной арматуры (в случае перехода ее в пластическую стадию) или внедрение предложенных технологических мероприятий (замена металлической облицовки полимерной), увеличение сечений бетонного сердечника и навивочной проволоки. Уровень обжатия бетонного сердечника следует назначать из условия обеспечения длительной трещиностойкости цилиндрической оболочки и учета перераспределения напряжений в сечении конструкции, происходящего вследствие ползучести бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Галустов К. З., Гвоздев А. А. К вопросу о нелинейности теории ползучести бетона при одноосном сжатии // Известия АН СССР, Механика твердого тела. — 1972. — № 1. — С. 26—28.
2. Галустов К. З. О перераспределении напряжений между арматурой и бетоном во времени // Строительная механика и расчет сооружений. — 1985. — № 6. — С. 19—21.
3. Васильев П. И. Нелинейные деформации ползучести бетона // Известия ВНИИГ. — 1971. — № 95. — С. 15—16.
4. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести бетона. — М.: Гостехиздат, 1952. — 375 с.
5. Амельянович К. К., Вербицкий В. Д., Прокопович И. Е. Прочность судовых железобетонных конструкций. — Л.: Судостроение, 1978. — 315 с.

УДК 624.07.042.8

А. Н. ОРЛЕНКО, М. В. ЕМЫШЕВ, кандидаты техн. наук

Диаграмма работы сечений изгибаемых элементов при расчете по предельным состояниям

В последнее время при расчете изгибаемых элементов железобетонных конструкций на действие динамических нагрузок в упругой, пластической стадиях и стадии разрушения применяют метод, позволяющий учесть реальные диаграммы работы арматуры и бетона. При этом расчет на ЭВМ по специальным программам получается весьма громоздким.

При выполнении инженерных расчетов наибольшее распространение получили идеальная упругопластическая, жесткопластическая, хрупкая и криволинейная диаграммы работы конструкции [1]. В каждом случае в зависимости от класса арматуры и бетона, а также в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ выбирают одну из расчетных диаграмм. Это несколько затрудняет расчет реальных конструкций.

Кроме того, нормативными документами предусмотрено нормирование предельных состояний железобетонных изгибаемых элементов при работе в упругопластической стадии ограничением максимального прогиба конструкции $3 \dots 5$ максимальных упругих прогиба или предельным углом раскрытия трещин ψ_u в условном шарнире пластичности, при котором начинается разрушение бетона сжатой зоны.

Экспериментальными исследованиями изгибаемых железобетонных элементов, армированных сталями с площадкой текучести, установлено, что характер разрушения конструкции существенно зависит от ξ . При ξ , близких к граничной относительной высоте сжатой зоны ξ_{pl} , конструкция разрушается при отноше-

нии максимального прогиба W_m к максимальному упругому прогибу W_0 ($K = W_m/W_0 \approx 1$). При малых значениях ξ несущая способность конструкции, как показали эксперименты [2], сохраняется и при $K > 10$.

В связи с этим возникла необходимость разработки расчетной диаграммы работы сечений изгибаемых элементов, которая бы достаточно полно соответствовала результатам экспериментов, носила универсальный характер и позволяла выполнять инженерные расчеты при работе конструкций в различных стадиях, в том числе стадиях снижения несущей способности и остаточной прочности. Для этого результаты экспериментов, приведенные в источнике [2] и выполненные авторами, представлены в отно-

сительных координатах (рис. 1). Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой при $\xi \leq \xi_{pl}$

$$M_{0,d} = \xi (1 - 0,5\xi) R_{bd} b h_0^2, \quad (1)$$

где $M_{0,d}$ — изгибающий момент, воспринимаемый наиболее напряженным сечением, когда напряжения в рабочей арматуре достигают динамического предела текучести [1]; R_{bd} — динамическое расчетное сопротивление бетона.

Условный угол раскрытия трещины ψ_0 , соответствующий концу упругой стадии работы сечения, определяют из анализа упругой работы конструкции. Например, для шарнирно опертой балки ψ_0 можно принять равным удвоенному углу поворота опоры в конце упругой стадии работы конструкции φ_0 :

$$\psi_0 = 2\varphi_0 = \frac{P_0 l^3}{12B}, \quad (2)$$

где P_0 — равномерно распределенная по пролету l нагрузка, при которой достигается W_0 ; B — жесткость сечения в конце упругой стадии работы конструкции.

Анализ результатов экспериментов позволяет получить диаграмму работы сечений изгибаемых железобетонных элементов в упругой, пластической стадиях, стадиях снижения несущей способности и остаточной прочности. Для этого кривые, представленные на рис. 1, аппроксимируют ломаными линиями.

Полная диаграмма работы сечения изгибаемых элементов, представленная на рис. 2, включает четыре характерных стадии работы. На стадии I в бетоне

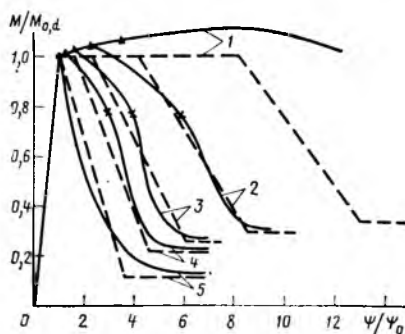


Рис. 1. Зависимость изгибающего момента от условного угла раскрытия трещины по данным экспериментов (—) и их аппроксимация (---)
1 — $\xi = 0,14$; 2 — $\xi = 0,21$; 3 — $\xi = 0,29$; 4 — $\xi = 0,38$; 5 — $\xi = 0,8$; ● — начало текучести растянутой арматуры; ▲ — начало разрушения бетона сжатой зоны; * — конец пластической работы арматуры

растянутой зоны возможно возникновение трещин. В стадии II принимают идеально пластическую работу сечения. Очевидно, что наблюдаемое в экспериментах незначительное упрочнение, а затем снижение несущей способности идет в запас прочности конструкции. На стадии III вследствие разрушения бетона по высоте сжатой зоны уменьшается плечо внутренней пары сил и происходит разгрузка арматуры. Для инженерных расчетов закон снижения принимают линейным.

В стадии IV остаточный изгибающий момент M_2 воспринимается силами внутреннего трения разрушенных кусков бетона при их дальнейшем дроблении.

Протяженность каждой стадии работы сечения зависит от ξ . При известном ψ_0

$$\psi_1 = \psi_0 \quad \text{при } \xi \geq \xi_R; \\ \psi_1 = \psi_0 + \frac{1,7\xi_R \xi_b (\xi_R - \xi) l_p}{\xi^2 h_0} \quad \text{при } \xi < \xi_R, \quad (3)$$

где ξ_b — предельная деформация крайнего сжатого волокна бетона; l_p — длина пластической зоны [1]

$$l_p = \left(\frac{l_0}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}} (0,9 + 6,08 \xi) h_0;$$

l_0 — длина участка конструкции на котором изгибающий момент сохраняет знак.

ψ_2 можно найти по формулам:

$$\psi_2 = \psi_1 (0,75 + 6\xi) \quad \text{при } \xi \leq \xi_R; \\ \psi_2 = 3,75 \psi_1 \quad \text{при } \xi \geq \xi_R. \quad (4)$$

На основании экспериментов принимают, что угол, при котором прекращается пластическое течение рабочей арматуры,

$$\psi_s = 0,5 (\psi_1 + \psi_2). \quad (5)$$

На участке снижения несущей способности изгибающий момент, воспринимаемый сечением,

$$M_{\psi} = M_{0,a} - \frac{(\psi - \psi_1)(M_{0,a} - M_2)}{\psi_2 - \psi_1}. \quad (6)$$

В зависимости от ξ и $M_{0,a}$ при $\xi \leq \xi_R$

$$M_2 = 0,425 M_{0,a} e^{-1,68\xi}, \quad (7)$$

где e — основание натурального логарифма.

Каждой стадии работы сечения соответствует предельное состояние конструкции. В качестве единого нормиру-

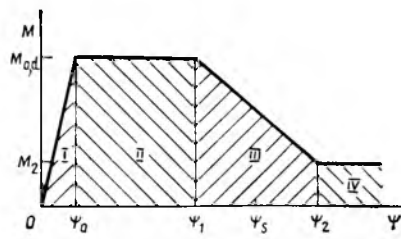


Рис. 2. Полная диаграмма работы сечения изгибаемых элементов

I — упругая работа арматуры; II — пластическая работа сечения; III — стадия снижения несущей способности; IV — остаточная прочность сечения

ющего параметра при расчете конструкции по предельным состояниям целесообразно принять угол раскрытия трещины в условном шарнире пластичности ψ_u . В связи с этим стадии работы сечения I соответствует предельное состояние конструкции I, при котором напряжения в арматуре достигают динамического предела текучести. Для наиболее напряженного сечения должно соблюдаться условие

$$\psi_{uI} \leq \psi_0. \quad (8)$$

Второй стадии работы сечения соответствует предельное состояние конструкции II

$$\psi_{uII} \leq \min \{ \psi_1, \psi_{us} \}, \quad (9)$$

где ψ_{us} — допустимый угол раскрытия трещины в условном шарнире пластичности, исключающий возможность разрыва арматуры,

$$\psi_{us} = \frac{l_p}{h_0} (0,6e_{su} + 0,9e_b);$$

e_{su} — предельная деформация арматурной стали при растяжении.

Третьей стадии работы сечения соответствует предельное состояние конструкции III, для которого:

$$\psi_{uIII} \leq \psi_2 \quad \text{при } \psi_s \leq \psi_{us}; \\ \psi_{uIII} \leq \psi_{us} \quad \text{при } \psi_s > \psi_{us}. \quad (10)$$

Четвертой стадии соответствует предельное состояние IV.

Все предельные состояния, кроме того, ограничиваются также допустимыми из условий эксплуатации перемещениями

$$\{ \psi_{uI}, \psi_{uII}, \psi_{uIII}, \psi_{uIV} \} \leq \psi(W_u). \quad (11)$$

При использовании полной диаграммы работы сечения и единого нормирующего параметра ψ_u можно выполнить динамический расчет статически неоп-

ределимых балок, плит, оболочек и других конструкций, армированных сталью с площадкой текучести, по предельным состояниям в различных стадиях работы.

На основании разработанной диаграммы рассчитана шарнирно опертая балка пролетом $l=200$ см, сечением 30×15 см, изготовленная из бетона класса В20 и армированная в растянутой зоне $3 \varnothing 12$ А-III, а в сжатой зоне — конструктивной арматурой, на действие равномерно распределенной по пролету динамической нагрузки:

$$P(t) = P \left(1 - \frac{t}{\tau} \right) \quad \text{при } 0 \leq t \leq \tau; \\ P(t) = 0 \quad \text{при } t > \tau. \quad (12)$$

В качестве расчетного принято время действия нагрузки $\tau=0,001$ с. Для рассматриваемой конструкции найдены расчетные параметры: $\xi=0,235$; $\xi_R=0,49$; $\psi_0=0,0384$ рад.; $\psi_1=0,107$ рад.; $\psi_s=0,168$ рад.; $\psi_2=0,23$ рад.; $\psi_{us}=0,404$ рад.; $M_{0,a}=18,95$ кН·м; $M_2=5,43$ кН·м.

Максимальное значение динамической нагрузки P , максимальный угол раскрытия толщины в условном шарнире пластичности ψ_m и K определяют в процессе динамического расчета конструкции. Результаты расчетов по всем предельным состояниям приведены в таблице.

Расчетные параметры	Предельные состояния			
	I	II	III	IV
P , кН/м	390	888	1220	2300
ψ_m , рад.	0,038	0,106	0,215	0,337
K	1	3,8	9,9	15

Их анализ свидетельствует о том, что при учете работы наиболее напряженного сечения в стадиях снижения несущей способности и остаточной прочности достигается значительный экономический эффект.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. — М.: Стройиздат, 1980. — 190 с.
2. Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 19...20.

Морозостойкость бетонов с воздухововлекающими и газообразующими добавками

Важнейшим свойством дорожного цементного бетона является морозостойкость, определяющая в значительной степени долговечность дорожных покрытий. С целью разработки способов повышения долговечности бетонных покрытий, подверженных в процессе эксплуатации многократному замораживанию и оттаиванию в присутствии хлористых солей, применяемых для борьбы с гололедом, в СоюздорНИИ исследовали морозостойкость бетона с добавками поверхностно-активных веществ и кремнийорганических соединений. Испытания проводили по ускоренной методике замораживанием и оттаиванием образцов при частичном погружении в жидкую агрессивную среду — 5%-ные растворы NaCl, CaCl₂ и MgCl₂. Для сравнения эксперименты проводили в пресной воде и по ГОСТу. Образцы замораживали при температуре —10 и —20°C. Учитывая значительную неустойчивость морозостойкости и низкую однородность бетона по этому свойству, исследования осуществляли несколько лет с повторением испытаний, что позволило получить надежные результаты.

Для экспериментов использовали образцы-плиты размером 13×16×4 см. Для приготовления бетонных смесей служил портландцемент Белгородского и Николаевского заводов, гранитный и известняковый щебень и чистый мытый гравий девяти месторождений крупностью 5...20 мм, кварцевый песок с $M_k = 2,35$. Всего изготовили 55 серий образцов. Составы бетонов — на гранитном щебне 1:1,65:3,51—1:1,73:3,51; на известняковом щебне — 1:1,76:3,34—1:1,97:3,34; на гравии — 1:1,74:3,52—1:1,90:3,80; Ц=330...360 кг/м³, В/Ц на гранитном щебне и гравии составило 0,4...0,48; на известняковом щебне 0,48...0,53, О.К.=2...3 см. Прочность бетона в зависимости от количества вовлеченного воздуха (выделенного газа) на сжатие 22,1...46,7 МПа.

Испытания показали, что основным фактором, определяющим морозостойкость бетона, является объем вовлечен-

ного воздуха (выделенного газа). Наиболее высокая морозостойкость отмечена в составах с содержанием вовлеченного воздуха 7...10% (рис. 1). После 350 циклов замораживания в растворах хлористых солей при —20°C образцы не имели повреждений. Однако в производственных условиях в дорожных покрытиях такие составы неприемлемы, поскольку большое содержание воздуха

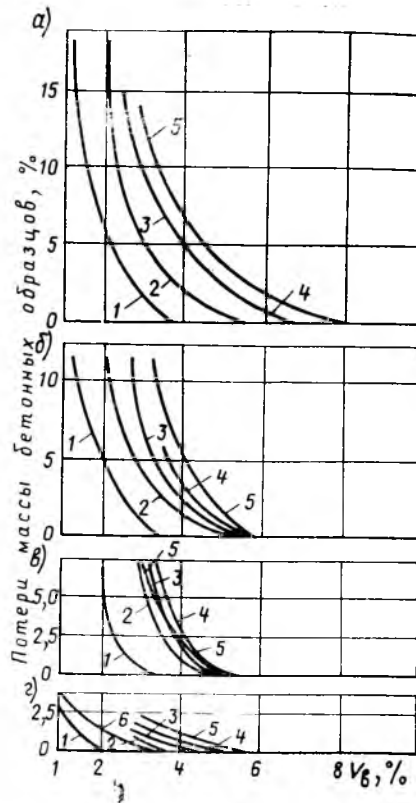


Рис. 1. Зависимость морозостойкости бетона от содержания вовлеченного воздуха (выделенного газа), температуры замораживания и условий испытания (350 циклов замораживания) а — замораживание в 5%-ном растворе NaCl ($t = -20^\circ\text{C}$); б — то же ($t = -10^\circ\text{C}$); в — замораживание и оттаивание в пресной воде ($t = -20^\circ\text{C}$); г — замораживание на воздухе, оттаивание в воде ($t = -20^\circ\text{C}$); 1 — добавка 0,05%, 0,08%, 0,10%, 0,15%, 0,20% ГКЖ-94; 2 — 0,05%, 0,10%, 0,20%, 0,25%, 0,30% ГКЖ-11; 3 — 0,03%, 0,05%, 0,10%, 0,15%, 0,20% ГКЖ-10; 4 — с добавкой 0,01%, 0,015%, 0,02%, 0,025%, 0,03%, 0,04%, 0,05%, 0,08% мылонафта; 5 — 0,01%, 0,015%, 0,02%, 0,025%, 0,03%, 0,04%, 0,05% абитиновой смолы; 6 — бетоны с добавкой 0,10%, 0,20% СДБ.

значительно снижает прочность (до 30...40%). С точки зрения прочности и долговечности оптимальны составы бетонов с содержанием вовлеченного воздуха 5,5...7% и выделенного газа 2,7...3,6%, имевшие достаточно высокую морозостойкость. Прочность таких бетонов ~В22,5, а с кремнийорганическими добавками — ≈В30. Образцы после 350 циклов замораживания в растворах хлористых солей имели незначительные повреждения — отколы раствора в отдельных местах. Морозостойкость бетонов с содержанием вовлеченного воздуха 4...5%, выделенного газа 2,3...2,5% ≈ 300...350 циклов. Морозостойкость бетонов с меньшим содержанием вовлеченного воздуха (выделенного газа) 50...250 циклов, а без добавок, в которых количество пор, заполненных воздухом, находится в пределах 1%, — 20...40 циклов.

Морозостойкость бетона при —10°C оказалась существенно выше, чем при —20°C (см. рис. 1). При —10°C значительным повреждениям подвергались образцы с содержанием вовлеченного воздуха <4,5%. После 120...350 циклов потери массы составили 6...10%. Образцы с содержанием вовлеченного воздуха >4,5% имели незначительные повреждения, а с содержанием вовлеченного воздуха >5,5% остались практически не поврежденными. Более высокая морозостойкость бетона объясняется переходом в лед меньшего количества воды и созданием в структуре бетона меньших растягивающих напряжений.

При замораживании в воде (см. рис. 1) оказались существенно повреждены бетоны с содержанием вовлеченного воздуха <3,5% (добавки ГКЖ-11, СНВ) и газа <1% (добавка ГКЖ-94) и без добавок. Образцы с большим содержанием вовлеченного воздуха и газа не имели повреждений, если не считать разрушения растворной части над зернами щебня в отдельных местах.

При испытании по стандартной методике (см. рис. 1) все образцы, в том числе без добавок, выдержали 350 циклов замораживания — оттаивания с небольшими повреждениями.

Морозостойкость бетонов на крупном заполнителе из чистого, прочного и морозостойкого гравия с добавкой 0,02...0,25% абитиновой смолы с содержанием вовлеченного воздуха 5...7% оказалась не ниже, чем на гранитном щебне. После 350 циклов образцы имели незначительные повреждения — потери массы 0...3%.

Морозостойкость бетонов на известняковом щебне марки 600 при замораживании в растворах хлористых солей ниже, чем на гранитном щебне. Образцы бетона с добавкой 0,02...0,03% абнетиновой смолы с содержанием вовлеченного воздуха 5...6% после 350 циклов испытаний при -20°C имели повреждения. Более низкая морозостойкость бетонов на известняковом щебне объясняется пониженной морозостойкостью известняка, большей водопотребностью бетонов на нем и различием коэффициентов расширения цементного раствора и известняка.

Для дорожного бетона, подвергающегося одновременно воздействию подвижной нагрузки и мороза, в качестве основного показателя, характеризующего изменение прочности бетона при циклическом замораживании и оттаивании, приняли прочность на растяжение при изгибе. Для экспериментов использовали балки размером $10 \times 10 \times 40$ см, изготовленные на цементе Николаевского и Белгородского заводов, гранитном и известняковом щебне и гравии крупностью 5...15 и 15...30 мм в соотношении 40 и 60 (% по массе), кварцевый песок с $M_k=2,45$. Составы бетонов на гранитном щебне 1:1,61:3,53—1:1,81:3,53; на известняковом щебне 1:1,77:3,41—1:1,80:3,47; на гравии 1:1,80:3,53; В/Ц на гранитном щебне и гравии 0,4...0,45, на известняковом щебне — 0,52...0,55; О. К. = 2...3 см, Ц = 360 $\text{кг}/\text{м}^3$.

Испытаниями установлено, что прочность бетона после замораживания зависит, главным образом, от содержания вовлеченного воздуха (выделенного газа). Прочность бетонов с содержанием вовлеченного воздуха 4,5...6,8% и газа 2,4...3,6% после 200 циклов замораживания образцов снизилась по сравнению с эталонными образцами в среднем на 5%. Однако прочность большинства образцов после замораживания была выше, чем до начала опытов (см. таблицу).

Для исследования морозостойкости бетона в производственных условиях на полигоне СоюздорНИИ изготовили 106 бетонных плит размером $45 \times 90 \times 10$ см с содержанием вовлеченного воздуха 2...12%, выделенного газа 1,7...3,3% с добавками СДБ, СНВ, мылонафта, ГКЖ-10, ГКЖ-11 и ГКЖ-94. Для плит использовали портландцемент марки 400 Себряковского и Белгородского заводов, гранитный, известняковый щебень и гравий крупностью 5...25 мм, песок с $M_k=2,1...2,3$. Составы бетонов (по массе) на гранитном щебне 1:1,65:3,48—1:1,80:3,54; на известняковом щебне 1:1,77:3,39—1:1,85:3,39; на гравии 1:1,75:3,54; Ц = 360 $\text{кг}/\text{м}^3$; В/Ц = 0,40...0,45, О. К. = 1,5...2 см. Проч-

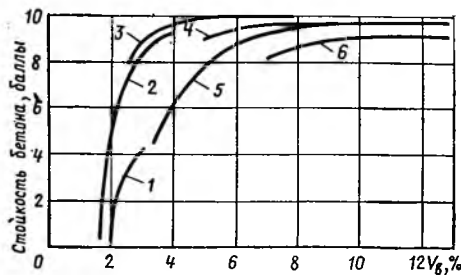


Рис. 2. Морозостойкость бетона по оценке состояния плит в баллах после 10 лет испытаний в природных условиях в зависимости от v_b
1 — добавка 0,15%, 0,20% СДБ; 2 — 0,05%, 0,15%, 0,20% ГКЖ-94; 3 — 0,15%, 0,20% ГКЖ-10; 4 — 0,015%, 0,03% СНВ на классифицированном известняковом щебне; 5 — 0,01%, 0,02%, 0,03%, 0,04%, 0,05% СНВ, 0,008% СНВ+0,20% СДБ, 0,01% СНВ+0,20% СДБ; 6 — 0,05%, 0,08%, 0,15% мылонафта, 0,1% мылонафта + 0,20% СДБ

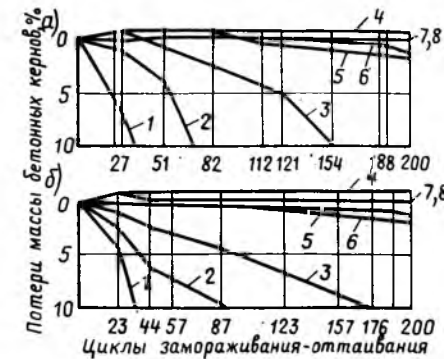


Рис. 3. Морозостойкость бетонных кернов из покрытия опытного участка при испытании в 5%-ных растворах NaCl (а) CaCl₂ (б)
1 — бетон без добавок; 2 — 0,20% СДБ (2...2,7); 3 — 0,01% СНВ (3...3,8); 4 — 0,025% СНВ (4,8...8,2); 5 — 0,20% асидол-мылонафта (3,6...7,2); 6 — 0,15% ГКЖ-94 (2,4...3,0); 7 — 0,2% ГКЖ-94 (3,2...3,4); 8 — 0,15% ГКЖ-10 (3...5,6)
В скобках указано количество вовлеченного воздуха (выделенного газа), %

ность бетона в зависимости от количества вовлеченного воздуха (выделенного газа) на сжатие 17,8...50,8 МПа. Плиты подвергали замораживанию в присутствии хлористых солей. Деструкцию бетона оценивали по десятибалльной шкале, разработанной применительно к шкале Шестоперова. Оценка в баллах характеризует шелушение от глубокого (2...2,5 см) — 1 балл, до полной сохранности поверхности — 10 баллов. За 10 лет испытаний плиты подвергли в общей сложности 403 циклам замораживания и оттаивания в присутствии солей-антиобледенителей.

Испытания в природных условиях подтвердили данные лабораторных исследований о возможности получения морозостойких бетонов при введении добавок ПАВ и кремнийорганических соединений. Бетонные плиты с воздухововлекающими добавками с содержанием вовлеченного воздуха 5...12,2%, с газообразующей добавкой ГКЖ-94 с содержанием газа 2,7...3,3% после 10 лет экспериментов полностью сохранились. Плиты с меньшим объемом вовлеченного воздуха (выделенного газа) после 3...5 зим имели значительные повреждения. Плиты без добавок после первой зимы имели сильные повреждения (рис. 2).

Кроме образцов лабораторного изготовления испытывали керны, взятые из покрытия опытного участка дороги, построенного из бетона с добавками СДБ, СНВ, мылонафта, асидол-мылонафта, ГКЖ-10, ГКЖ-11 и ГКЖ-94. Для сооружения опытных участков использова-

Добавка и ее количество, % массы цемента	V_b , %	$R_{из}$, МПа	$R_{пл}$, МПа	Прочность образцов, МПа, после 300 циклов		
				ГОСТ	5% NaCl	5% CaCl ₂
Гранитный щебень						
—	0,8	4,9	5,4	4,7	—	—
0,20 СДБ	1,5	5,7	6,2	5,2	—	3,7
0,01 СНВ	3,8	4,7	5,2	4,5	4,7	4,8
0,015 СНВ	4,3	4,7	5,2	4,9	4,7	5,0
0,02 СНВ	5,3	4,4	5,0	4,7	4,9	5,2
0,025 СНВ	6,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,8
0,02 мылонафта	3,3	5,1	5,5	5,1	5,1	5,0
0,03 мылонафта	4,5	4,8	5,3	4,7	5,2	4,8
0,04 мылонафта	5,7	4,5	5,0	4,2	4,8	4,5
0,06 мылонафта	6,8	4,2	4,7	4,5	4,4	4,5
0,10 ГКЖ-94	1,7	5,2	6,0	5,6	5,4	5,5
0,15 ГКЖ-94	2,4	5,3	6,3	6,2	6,5	6,1
0,20 ГКЖ-94	3,1	5,3	5,4	5,4	5,4	5,6
0,10 ГКЖ-10	3,2	5,7	6,1	5,4	5,3	5,7
0,15 ГКЖ-10	3,8	5,2	5,8	5,5	5,7	6,5
0,17 ГКЖ-10	4,6	4,5	5,4	4,9	5,4	5,2
0,20 ГКЖ-10	6,5	4,5	5,1	4,5	5,2	5,0
Известняковый щебень						
0,01 СНВ	2,3	3,8	4,5	4,2	2,5	—
0,02 СНВ	3,5	3,7	4,4	4,4	3,3	—
0,03 СНВ	4,8	4,1	4,6	4,6	3,8	—
0,04 СНВ	6,7	3,8	4,1	3,9	4,1	—
Гравий						
0,03 СНВ	5,0	4,0	4,5	4,4	4,4	—

ли щебень гранитный фракций 5...20 и 20...40 мм в соотношении 30 и 70%, песке $M_k=2$, портландцемент марки 400. Состав бетона следующий: Ц=360...370, Щ=1264...1297, П=634...657 кг/м³, В/Ц — без добавок 0,45...0,5, с добавками 0,4...0,44, О.К.=2...2,5 см. Результаты испытания кернов, отобранных из покрытий опытных участков, подтвердили полученную в лабораторных исследованиях высокую эффективность добавок ПАВ и кремнийорганических соединений для повышения морозостойкости бетона. После 200...300 циклов замораживания в растворах хлористых солей керны с оптимальным количеством вовлеченного воздуха (5...7%) и выделенного газа (2,5...3,5%) совсем не имели разрушений или имели отколы раствора в отдельных местах (рис. 3).

Выводы

Введение добавок ПАВ и кремнийорганических соединений в оптимальных количествах увеличивает срок службы бетона в дорожных покрытиях, подвергающегося действию солей-антиобледенителей, минимум 5 раз. Основным фактором, определяющим морозостойкость бетона, является объем вовлеченного воздуха (выделенного газа). Оптимальными с точки зрения морозостойкости являются бетоны с содержанием вовлеченного воздуха 5...7% или выделенного газа 2,5...3%. При меньшем содержании вовлеченного воздуха (выделенного газа) не обеспечивается требуемая морозостойкость бетона, а при большем воздуходержании значительно снижается прочность бетона без заметного повышения морозостойкости (по сравнению с воздуходержанием 6...7%).

При одинаковом содержании вовлеченного воздуха и прочих равных условиях морозостойкость дорожного бетона на известняковом щебне при замораживании в растворах хлористых солей ниже, чем на гранитном щебне, а на крупном заполнителе из чистого, прочного, морозостойкого гравия с добавкой 0,02...0,025% абиеггиновой смолы с содержанием вовлеченного воздуха 5...7% не хуже, чем на гранитном щебне.

Изучение сравнительного влияния различных добавок ПАВ и кремнийорганических соединений на морозостойкость бетона показало преимущество газообразующей добавки ГКЖ-94 перед воздухововлекающими добавками: СНВ, мылонафта, асидол-мылонафта, ГКЖ-10, ГКЖ-11. Бетоны с газообразующей добавкой ГКЖ-94 с содержанием газа 2,5...3% обладают такой же морозостойкостью, как бетоны с воздухововлекающими добавками с содержанием воздуха 5...7%, а их механическая прочность на 15...20% выше.

УДК 691.327:539.4

К. Л. КОВЛЕР, канд. техн. наук (ВЗПИ)

Прогнозирование длительной прочности бетона

Длительное разрушение — закономерный физический процесс, свойственный всем материалам, обладающим ползучестью, в том числе бетонам. Известны различные методы оценки длительной прочности. Прямой заключается в испытании нескольких образцов-близнецов при различных напряжениях и построении графика «напряжение — время до разрушения», из которого интерполяцией или экстраполяцией находят длительную прочность для заданного времени действия нагрузки. В зависимости от условий эксплуатации практическую важность представляет длительная прочность на базе, равной гарантийному сроку эксплуатации зданий, т. е. 25...100 лет.

Из-за ограниченности времени лабораторных испытаний и необходимости экстраполировать результаты, полученные в прямом методе, на большой срок широкое распространение приобретают косвенные методы. Одни из них основаны на испытании на ползучесть, другие — на кратковременном испытании.

Известны методы прогнозирования длительной прочности по измеряемой экспериментально ползучести $\varphi(t)$, основанные на теоретическом анализе деформирования и разрушения бетона с позиций термодинамики и механики разрушения [1]. Для того чтобы предложенные зависимости были однозначными, $\varphi(t)$ не должна зависеть от напряжений, что справедливо лишь в области линейной ползучести. Однако для многих видов бетона ползучесть при сжатии становится нелинейной даже при незначительных уровнях напряжений.

Известен другой косвенный метод*, согласно которому длительная прочность в данный момент времени считается равной высоте полки диаграммы Прандтля, аппроксимирующей опытную диаграмму $\sigma-\epsilon$, построенную по результатам испытания внецентренно сжатого образца длительной достаточно высокой нагрузкой. Однако возможность и точность подоб-

ной аппроксимации необходимо проверить для каждого вида бетона.

Экспресс-методы косвенной оценки длительной прочности основаны на результатах кратковременных испытаний. Согласно источнику [2] уровень напряжений, соответствующий верхней границе микротрещинообразования $R_{b,crс}^y$ и определяемый условием экстремальности объемных деформаций, совпадает с пределом длительной прочности $\bar{\eta}$. Для нахождения $R_{b,crс}^y$ по методике МИ 11—87 применяют также ультразвуковой импульсный метод и способ акустической эмиссии, однако границы микротрещинообразования по разным методам могут не совпадать.

В качестве примера расхождения оценок длительной прочности по кратковременным и длительным испытаниям рассмотрим результаты опытов с водонасыщенным гипсокерамзитобетоном [3]. Значение $R_{b,crс}^y$, соответствующее ожидаемому пределу длительной прочности, составляло (0,82...0,98) R_b (рис. 1). Но длительные испытания показали, что уже при $t=100$ сут $\eta=0,23...0,58$, при этом не отмечено стабилизации η до какого-либо конечного предела $\bar{\eta}$.

Уменьшение длительной прочности объясняется не только адсорбционным эффектом Ребиндера, но также непрерывным растворением кристаллов двуводрата сульфата кальция и их контактов и прониканием воды в коагуляционные контакты, что снижает их сопротивляемость сдвигу. Фактором, повышающим прочность, является гидратация цемента, входящего в состав вяжущего. Естественно, длительные физико-химические изменения в структуре бетона не успевают проявиться в период кратковременного испытания.

Учитывая нелинейность деформаций ползучести этого бетона практически с нулевых напряжений, трудно судить о длительной прочности по $\varphi(t)$. Поэтому единственным апробированным методом остаются прямые испытания. Достоверность прогноза повысится, если в уравнении длительной прочности $\eta=\eta(t)$

* А. С. 977991, СССР, МКИЗ G 01 N 3/00. Способ определения длительной прочности бетона / В. Н. Гусаков, Е. Л. Розовский, А. С. Бычков и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 44. — С. 177.

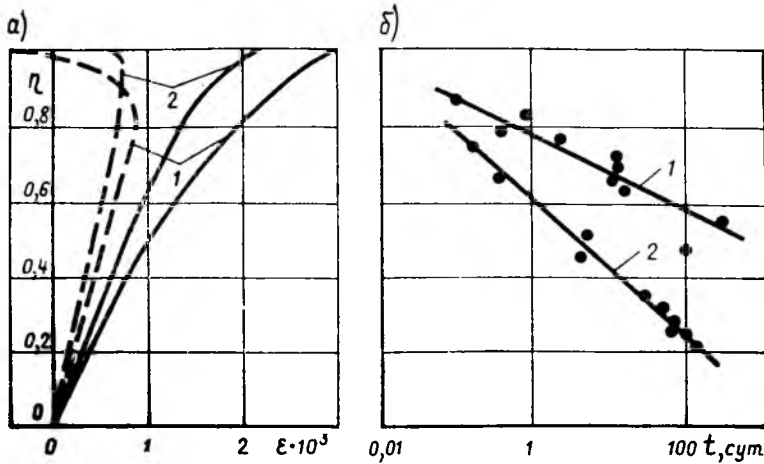


Рис. 1. Результаты кратковременных (а) и длительных (б) испытаний водонасыщенного гипсобетона на осевое сжатие
 — продольные деформации; --- — объемные деформации; 1 — серия 1 (хранение в нормальных условиях); 2 — серия 2 (хранение в воздушной среде, W=70%)

Рис. 2. Зависимость продольных (1) и объемных (2) деформаций образца серии 1 при уровне напряжений $\eta=0,65$ от времени t

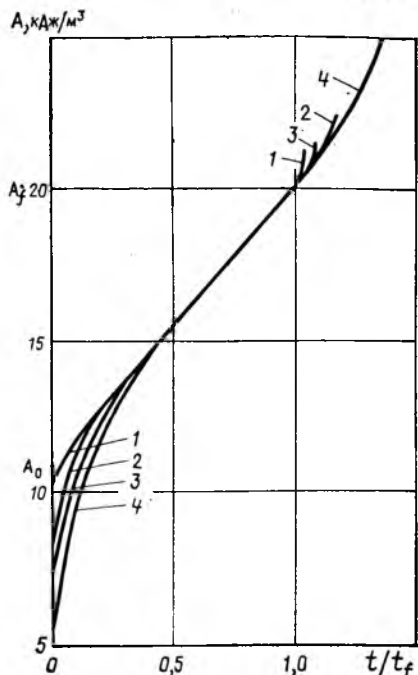
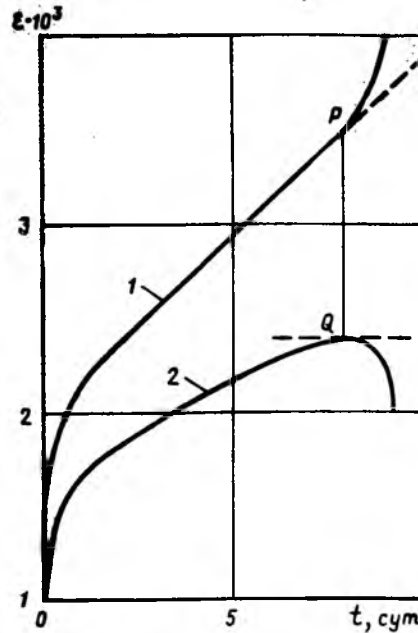
вести некоторые физические предпосылки, отказавшись от эмпирического подхода.

Экспериментами установлено, что окончательному разрушению образцов гипсобетона при длительном сжатии различной нагрузкой предшествует момент достижения объемными деформациями максимума (точка Q на рис. 2), т. е. разуплотнение структуры свидетельствует о скором разрушении. Он примерно совпадает с началом роста скорости деформаций ползучести (точка P). Деформирование на стадии прогрессирующей ползучести носит неустойчивый характер. Кроме того, из-за интенсивного трещинообразования распределение деформаций в сечении и по высоте образца становится неоднородным, а понятие деформации в принятом смысле — некорректным. Более правильным будет анализ этой стадии с позиций механики разрушения. Учитывая также, что окончательное разрушение может быть не только хрупким, но и вязким, для которого характерно развитие больших деформаций без четкой фиксации разделения образца на части в качестве условного момента разрушения t_f с некоторым запасом можно принять начало стадии прогрессирующей ползучести.

Условному моменту разрушения t_f соответствует тем большая деформация,

Рис. 3. Зависимость работы деформаций A образцов серии 1 от относительного времени условного разрушения t/t_f

1 — $\eta = 0,82$, $\dot{\epsilon}_{min} = 266 \cdot 10^{-5}$; 2 — $\eta = 0,74$, $\dot{\epsilon}_{min} = 41,4 \cdot 10^{-5}$; 3 — $\eta = 0,67$, $\dot{\epsilon}_{min} = 11,2 \times 10^{-5}$; 4 — $\eta = 0,62$, $\dot{\epsilon}_{min} = 7,1 \cdot 10^{-5}$ сут $^{-1}$



чем меньше был при этом уровень напряжений. Таким образом, верхняя граница микротрещинообразования зависит от приложенных напряжений и достигнутых деформаций. Она характеризует наступление определенного состояния материала, поэтому ее нельзя использовать для непосредственной оценки предела длительной прочности. С точки зрения первого закона термодинамики наступление данного состояния материала вызывается достижением удельной энергии (работой) деформаций, складывающейся из кратковременной и длительной частей, некоторой характерной для данного материала величины A_f

$$\int_0^{\epsilon} \sigma(\epsilon) d\epsilon + \sigma \dot{\epsilon} = A_f \quad (1)$$

С повышением нагрузки кратковременная работа деформаций растет, стремясь к своему пределу $A_0 = R_{b0}^2 / 2E_b$ (R_{b0} — условно-мгновенная призмная прочность в условиях идеальной линейности диаграммы $\sigma-\epsilon$).

Увеличение работы деформаций на стадии установившейся ползучести можно описать единой линейной зависимостью от относительного времени нахождения образца под нагрузкой различного уровня (рис. 3). В качестве уравнения деформирования на этой стадии первоначально использовали $\dot{\epsilon} = k(\eta - \bar{\eta})^n$ (k, n — постоянные; $\bar{\eta}$ — ожидаемый предел длительной прочности, при котором деформации должны полностью затухать). Однако коэффициент корреляции r в логарифмических координатах непрерывно возрастал при $\bar{\eta} \rightarrow 0$, поэтому справедлив традиционный закон течения $\dot{\epsilon} = k\eta^n$. Для рассматриваемой партии бетона $k = 0,0178$ сут $^{-1}$, $n = 11,5$ при $r = 0,984$; $E_b = 6$ ГПа; $R_b = 10,7$ МПа; $A_f = 20$ кДж/м 3 ; $A_0 = 12$ кДж/м 3 ; $R_{b0} = 12$ МПа.

Уравнение длительной прочности, полученное из критерия разрушения (1) и уравнения деформирования,

$$\eta = \left(\frac{A_f - A_0}{k R_b t_f} \right)^{\frac{1}{n+1}} \quad (2)$$

является разновидностью степенного уравнения $\eta = (\alpha/t_f) - \beta$ (α, β — положительные постоянные) и представляет прямую в логарифмических координатах $\eta-t$. Экстраполяция дает значение $\eta_{100} = 0,37$.

Длительную прочность бетона обычно рассчитывают по эмпирическому уравнению

$$\eta = a - b \lg t \quad (3)$$

где a, b — положительные постоянные.

При определенных значениях a и b оно эквивалентно уравнению долговечности

$$t = t_0 \exp \frac{U - \gamma \sigma}{k \theta}, \quad (4)$$

лежащем в основе кинетической теории прочности, согласно которой предполагается, что разрушение образца происходит по термофлуктуационному механизму, а роль механического напряжения σ сводится к понижению энергии активации химической связи от U до $U - \sigma$ [4]. В этом случае эмпирические коэффициенты a и b могут иметь физический смысл:

$$a = \frac{U + \frac{k \theta \lg t_0}{\lg e}}{\gamma R_b};$$

$$b = \frac{k \theta}{\gamma R_b \lg e},$$

где t_0 — период тепловых колебаний элементарных частиц, с; $t_0 = h/k\theta$; θ — температура, К; h — постоянная Планка, Дж·с; k — постоянная Больцмана, Дж/К; γ — структурная постоянная, м³.

Полулогарифмическая зависимость (3) дает минимальный уровень длительной прочности η_{100} по сравнению с другими известными двухпараметрическими формулами. В данном случае $\eta_{100} = 0,22$.

Кинетическая теория прочности широко применяется для металлов, пластмасс, грунтов и других твердых материалов. Однако в источнике [5] ее критикуют за универсальность и, по-видимому, справедливо не рекомендуют использовать для экстраполяции данных по длительной прочности на большие сроки.

Вопрос о существовании истинного предела длительной прочности остается в настоящее время дискуссионным. Так, согласно [1], η сначала снижается во времени до некоторого конечного предела $\bar{\eta}$, а затем увеличивается вследствие гидратационного упрочнения. Из общего вида полулогарифмической и кинетической зависимостей (3), (4) сле-

дует, что процесс разрыва межчастичных связей активизируется при любом значении приложенной силы, а долговечность материала зависит лишь от времени ее воздействия. В то же время из предложенной зависимости (2) следует, что при $t \rightarrow \infty$ $\eta \rightarrow 0$.

В работе [4] отмечено, что резкое затухание кривой длительной прочности у многих металлов, пластмасс, цементных и силикатных бетонов, а также других материалов при комнатной температуре и отсутствии длительных агрессивных воздействий создало иллюзию порогового разрушения, из которой появилось понятие конечного предела длительной прочности как инварианты материала. Вместе с тем расширение температурных и влажностных условий испытаний, а также диапазона изменения долговечности привело к тому, что существование предела длительной прочности как физической характеристики тел стали отрицать.

Отсутствие у некоторых конструкционных материалов при определенных условиях испытаний или эксплуатации конечного предела длительной прочности или равенство его нулю создают трудности при проектировании и расчете конструкций на длительные силовые воздействия. В этом случае выход может заключаться в отказе от предела длительной прочности и введении вместо этого критического времени сопротивления материала, в течение которого его прочность не должна снизиться по сравнению с кратковременной больше, чем на определенную величину — например, вдвое.

Если не изменять традиционное построение норм проектирования и расчета конструкций на длительные силовые воздействия и не отказываться от предела длительной прочности, то необходимо сконцентрировать усилия на создании таких методов расчета, которые бы максимально учитывали реальные температурно-влажностные и другие условия эксплуатации материалов и их

влияние на напряженно-деформированное состояние конструкций, или разработать методы лабораторных испытаний, которые бы по возможности ближе моделировали реальные условия эксплуатации.

Выводы

Оценка длительной прочности бетона любым косвенным методом, в том числе по верхней границе микротрещинообразования, нуждается в сопоставлении с результатом прямых испытаний на длительное действие нагрузки.

Верхняя граница микротрещинообразования соответствует не только достижению некоторого уровня напряжений, но также и определенных деформаций, являясь функцией состояния материала в момент начала разуплотнения его структуры, поэтому для непосредственной оценки предела длительной прочности его использовать нельзя.

Экстраполяцию результатов прямых лабораторных испытаний на большие сроки предпочтительнее проводить по уравнению длительной прочности, полученному на основе изучения физических закономерностей деформирования материала и установления критерия его разрушения. Например, деформирование водонасыщенного гипсобетона при постоянной нагрузке описывается теорией течения, а критерий разрушения принимается энергетическим.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. За я ц е в Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982. — 196 с.
2. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона. — М.: Госстройиздат, 1961. — 96 с.
3. Гусаков В. Н., Подлесных Г. В., Ковлер К. Л. Возможен ли прогноз длительной прочности гипсобетона по верхней границе микротрещинообразования? // Механика разрушения бетона и железобетона: Материалы конф. и совещаний по механике разрушения. — Севастополь, 1988. — С. 36—37.
4. Регель В. Р., Слудкер А. И., Томашевский Э. К. Кинетическая природа прочности твердых тел. — Л.: Наука, 1974. — 184 с.
5. Работнов Ю. Н. Механика деформируемого твердого тела. — М.: Наука, 1979. — 744 с.

Книги Стройиздата

Технология изготовления железобетонных напорных труб со стальным сердечником/ВНИИжелезобетон. — М.: Стройиздат, 1991 (III кв.). — 3 л. — (Справ. пособие к СНиП). — ISBN 5-274-01484-4: 15 к., 25000 экз.

Является справочным пособием к СНиП 3.09.01-85. Содержит требования к исходным материалам и бетонной смеси, рекомендации по изготовлению стальных цилиндров и соединительных колец, сборке стальных сердечников

и их обезжириванию, навивке спиральной арматуры, формированию внутреннего и наружного бетонных слоев и их тепловой обработке, испытанию, ремонту, складированию и транспортировке труб. Изложены методические указания по определению прочности бетона труб, подбору составов исходных бетонных смесей, пропитке труб и применению пленочных покрытий.

Для инженерно-технических работников предприятий, производящих железобетонные трубы.

УДК 691.327:691.33

Л. И. ДВОРКИН, д-р техн. наук, И. Б. ШАМБАН, канд. техн. наук
(Украинский ин-т инженеров водного хозяйства)

Проектирование состава тяжелого бетона с использованием золы Бурштынской ГРЭС

Состав золосодержащих бетонов в настоящее время определяют экспериментальным подбором. Однако возможно назначать состав золосодержащих бетонов с заданной прочностью и удобоукладываемостью смеси с помощью традиционного расчетно-экспериментального метода, модифицированного с учетом особенностей влияния добавки золы как активного микрозаполнителя.

На основании данных известных рекомендаций [1] и экспериментальных исследований с применением золы Бурштынской ГРЭС (плотность 2,3 г/см³, удельная поверхность 0,4 м²/г, водопотребность 21%, потери при прокаливании 5%), портландцемента Здолбуновского ЦШК марки 400, песка с $M_K=2,2$ и щебня с НК=20 мм Вировского месторождения получили количественную зависимость влияния золо-цементного отношения на расход цемента для получения бетона требуемой прочности (см. рисунок). На первом участке кривых некоторое снижение качества клея вследствие разбавления цемента золой компенсировалось увеличением общего объема вяжущего, что позволило уменьшить расход цемента. Например, для бетона класса В15 при уменьшении расхода цемента с 280 ($Z/C=0$) до 250 кг ($Z/C=0,35$), C/V уменьшается при $V=190$ кг до 1,31, а объем вяжущего при $\rho_C=3,1$ и $\rho_Z=2,3$ кг/л увеличивается на 28 л и составляет 308 л.

При достижении для бетона требуемой прочности оптимальной толщины клеявого слоя на зернах заполнителя дальнейшее увеличение объема вяжущего не повышает прочность. Возрастание при этом золо-цементного отношения ухудшает качество клея, увеличивает водосодержание смеси и снижает прочность. Обеспечение требуемой прочности бетона, как видно на втором участке, компенсируется повышением расхода цемента.

Для бетона определенной прочности, изготовленного из смеси данной подвижности, минимально возможному значению C/V соответствует оптимальное Z/C . С увеличением подвижности бетонной смеси и прочности бетона C/V возрастает,

а Z/C снижается. При этом из источников [1, 2] следует, что

$$\frac{(C/V)_1}{(C/V)_2} \approx \frac{(Z/C)_2}{(Z/C)_1}, \quad (1)$$

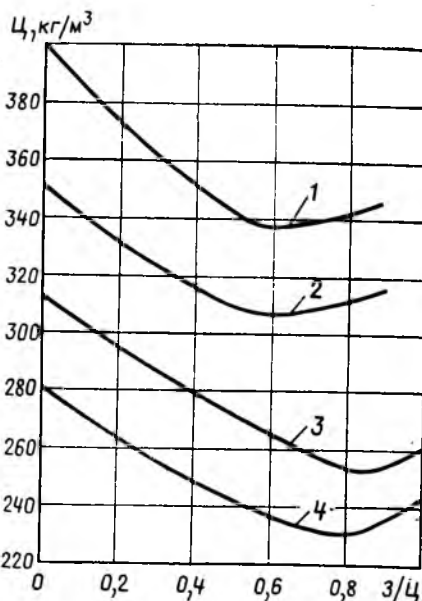
где $(C/V)_1$, $(Z/C)_1$ — цементно-водное и золо-цементное отношение для бетона одного класса, а $(C/V)_2$, $(Z/C)_2$ — для бетона другого класса.

Таким образом, для определенной прочности бетона C/V , $Z/C=const$.

В области постоянства водопотребности бетонных смесей из условия (1) вытекает, что

$$\frac{C_1}{C_2} \approx \frac{(Z/C)_2}{(Z/C)_1}, \text{ т. е. } Z_1 \approx Z_2. \quad (2)$$

Анализ Рекомендаций [1] свидетельствует о том, что оптимальный расход золы для различных классов бетона колеблется незначительно и зависит в основном от подвижности смеси и условий твердения бетона. Например, по рекомендациям НИИЖБа для пропаренного бетона классов В15...В30 при одинаковой подвижности смеси различие в расходах золы составляет 10...15 кг/м³.



Зависимость влияния золо-цементного отношения на расход цемента
1, 2 — бетон класса В22,5 с О. К. = 5...9 и 1...4 см; 3, 4 — бетон класса В15 с О. К. = 5...9 и 1...4 см

Предложенные предпосылки позволяют применять для назначения состава золосодержащих бетонов традиционный расчетно-экспериментальный метод.

Расчет состава золосодержащих бетонов производят в следующей последовательности. Исходя из заданной подвижности бетонной смеси, марки цемента и условий твердения, устанавливают расход золы Z , а по известным рекомендациям [3] расход воды V_0 (табл. 1). Исходя из требуемой марки по прочности R_b , активности цемента R_C и качества заполнителей A , вычисляют приведенное цементно-водное отношение $(C/V)_{пр}$

$$(C/V)_{пр} = \frac{R_b \pm 0,5A R_C}{A R_C}. \quad (3)$$

Таблица 1

О. К., см	Расход золы, кг, для бетона	
	пропаренного	нормального твердения
1—4	170/180	150/150
5—9	190/200	170/180
10—14	210/215	190/200

Примечание. Перед чертой — марка цемента 400, после черты — 500.

В качестве $(C/V)_{пр}$ принимают цементно-водное отношение золосодержащего бетона, обеспечивающее прочность при сжатии, идентичную прочности при сжатии бетона без золы

$$(C/V)_{пр} = \frac{C + K_3 Z}{V}, \quad (4)$$

где K_3 — цементирующая эффективность золы [4].

Показатель K_3 , зависящий от особенностей золы, определяют экспериментально для каждой ТЭС. В табл. 2 приведены значения K_3 для золы Бурштынской ТЭС.

Таблица 2

Класс бетона	K_3 бетона	
	пропаренного	нормального твердения
В12,5	0,5	0,45
В15	0,4	0,34
В20	0,37	0,32
В22,5	0,33	0,29
В25	0,25	0,22
В30	0,2	0,18

После установления $(Ц/В)_{пр}$ из условия (3) корректируют водосодержание бетонной смеси с учетом расхода золы: $V = V_0 + V_1$ (V_1 — поправка на водопотребность смеси). При использовании золы-уноса Бурштынской ТЭС V_1 находят по табл. 3. Некоторые виды зол могут не увеличить водопотребность смеси [5]

Из условия (4)

$$Ц = V (Ц/В)_{пр} - K_3 Z. \quad (5)$$

Расход песка и щебня устанавливают по методу абсолютных объемов, учитывая что при определении коэффициента раздвижки зерен α необходимо исходить из общего расхода цементно-зольного вяжущего [3].

После расчета состава бетона производят его экспериментальное корректирование пробными замесами.

Пример расчета состава золосодержащего бетона.

Требуется рассчитать состав бетона класса В20, подвергнутого ТВО ($\tau = 14$ ч) с О.К. = 1...4 см. Для приготовления бетона используют портландцемент с минеральными добавками марки 400 ($\rho_ц = 3,1$ кг/л), кварцевый песок ($V_п = 7\%$, $\rho_п = 2,6$ кг/л), гранитный щебень фракции 5...20 мм ($\rho_{ощ} = 1450$ кг/л, $\rho_{щ} =$

Таблица 3

$(Ц/В)_{пр}$	Z , кг/м ³	V_1 , л/м ³
1,2—1,5	100—150	8—10
1,5—2,0	100—150	8—16
2,0—2,5	150—215	10—32
	100—150	10—30
	100—215	10—44

Примечание. Минимальные значения V_1 приведены для минимальных значений $(Ц/В)_{пр}$ и Z , а максимальная поправка — для максимальных $(Ц/В)_{пр}$ и Z .

$= 2,6$ кг/л), зола-унос Бурштынской ТЭС ($\rho_а = 2,3$ кг/л).

По табл. 1. устанавливают расход золы: $Z = 170$ кг/м³. В зависимости от подвижности смеси и крупности щебня (20 мм) находят по [3] расход воды: $V_0 = 185$ л/м³.

Приведенное цементно-водное отношение подсчитывают по формуле (3)

$$(Ц/В)_{пр} = \frac{300 + 0,5 \times 0,55 \times 400}{0,55 \times 400} = \frac{410}{220} = 1,86,$$

Поправка на расход воды V_1 (см. табл. 3) составляет $V_1 = 16$ л/м³, общее водосодержание бетонной смеси $V =$

$= V_0 + V_1 = 185 + 16 = 201$ л/м³. K_3 определяют по табл. 2: $K_3 = 0,33$, тогда по формуле (4)

$$Ц = 1,86 \times 201 - 0,33 \times 170 = 317 \text{ кг/м}^3.$$

Расходы щебня и песка:

$$Щ = \frac{1000}{\frac{1,42 \times 0,44}{1,45} + \frac{1}{2,6}} = 1226 \text{ кг/м}^3;$$

$$П = 1000 - \left(\frac{317}{3,1} + 201 + \frac{170}{2,3} + \frac{1226}{2,6} \right) \times 2,6 = 395 \text{ кг/м}^3.$$

Приведенная методика дает приемлемые результаты при подборах составов зол бетонов для предприятий Ровенской области.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по применению в бетонах золы, шлака и золошлаковой смеси тепловых электростанций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 71—78.
2. Зоткин А. Г., Балтаков Р. Ф. На значение составов бетона с золой/Бетон и железобетон. — 1988. — № 1. — С. 31—33.
3. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1978. — 455 с.
4. Использование золы-уноса ТЭС для приготовления бетонов и растворов при строительстве АЭС. — М.: Энергетика и электрификация. — Сер. 3. — Вып. 2, 1987. — 23—25.
5. Сергеев А. М. Использование в строительстве отходов энергетической промышленности. — Киев: Будівельник, 1984. — 120 с.

Библиография

Новый учебник по охране труда

Алексамян А. Г., Быстрицкий Я. Е. Охрана труда. — М.: Высшая школа, 1989. — 143 с.

Управлением кадров и учебных заведений Мосгорисполкома указанная книга допущена в качестве учебника для техникумов по специальности 2906 «Производство строительных изделий и железобетонных конструкций». В ней достаточно подробно рассмотрен широкий круг вопросов производственной санитарии, охраны труда и техники безопасности на предприятиях по производству бетона и железобетонных изделий.

Написанный на высоком профессиональном уровне, где удачно сочетаются теоретические вопросы проходного курса с практической направленностью излагаемого материала, учебник харак-

теризуется большой чистотой формулировок терминов и понятий, конкретностью и последовательностью изложения.

Учебник достаточно полно иллюстрирован, содержит 48 наглядно выполненных рисунков и 8 понятно составленных таблиц, что позволило сделать его компактным. Он написан доступным языком, легко и с интересом читается. Включение в книгу вопросов для самопроверки способствует лучшему осмыслению и усвоению студентами учебного материала. Завершает книгу предметный указатель, наличие которого облегчит пользование ею. Все это в значительной степени оп-

ределяет высокую ценность этого издания как современного учебника.

К сожалению, не со всеми положениями, изложенными в учебнике, можно согласиться безоговорочно. Так, органов Госсаннадзора (с. 19) в СССР не существует уже более 25 лет. Есть органы санитарно-эпидемиологической службы Министерства здравоохранения СССР и союзных республик, осуществляющих государственный санитарный надзор. На рис. 7.2 (с. 31) показана душевая не «пропускного», а туалетного типа. На рис. 12.4 (с. 64) после прохождения сооружений по дополнительной очистке сточная вода является не «условно чи-

стой», а очищенной, что вовсе не одно и то же.

Вывоз промышленных отходов на «неконтролируемые свалки» (с. 65) недопустим по санитарно-гигиеническим соображениям. Эти отходы подлежат захоронению на специальных полигонах, предназначенных для не утилизируемых отходов. Студентов техникумов — buddingших специалистов — не следовало бы

ориентировать на принятие заведомо неправильных решений, которые, к сожалению, еще встречаются на практике. Не всегда соблюдается единство терминологии, и одновременно с общепринятым термином «окружающая среда» в книге используются термины: «внешняя природная среда» (с. 19), «внешняя среда» (с. 31).

Сделанные замечания не умаляют без-

условных достоинств учебника. Желательно лишь, чтобы они были учтены при повторном издании этой несомненно интересной и нужной книги, которая окажется весьма полезной и для многих работников предприятий, на которых производят бетон и железобетонные изделия.

В. Е. ПОЛЯК, канд. мед. наук

Информация

Координационное совещание

В конце прошлого года в Новосибирске на базе Новосибирского отделения ВНТО стройиндустрии, Новосибирского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева и Новосибирского института инженеров железнодорожного транспорта проведено Всесоюзное координационное совещание секции теории железобетона научно-координационного совета по бетону и железобетону Госстроя СССР по теме «Прочность и деформативность железобетонных конструкций при нелинейном характере деформирования бетона и арматуры».

Большая часть докладов была посвящена разработке моделей и методов расчета железобетонных стержневых конструкций на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом других особенностей работы железобетона. В разработанной НИИЖБе модели (доклад Н. И. Карпенко и Т. А. Мухамедиева) при записи диаграмм деформирования бетона учитываются такие факторы, как градиент деформаций, косвенное армирование, неоднородное напряженное состояние, изменение диаграммы при образовании трещины, влияние процесса ее закрытия на характер последующего сжатия и др. Для элементов с трещинами диаграмма деформирования арматурной стали записывается с учетом частичного сцепления арматуры с бетоном и с учетом влияния процесса закрытия трещин в бетоне.

В докладах В. М. Козлова (СибЦИНИС) и А. Б. Пирадова (ГрузНИИЭГС) для определения напряженного состояния нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых (растянутых) элементов предлагается использовать классические предпосылки статики стержневых систем, основанные на гипотезе плоских сечений. Для учета физической

нелинейности материалов В. М. Козловым использован широко применяемый в строительной механике метод упругих решений А. А. Ильющина, распространенный Г. М. Власовым применительно к расчету железобетонных элементов. При этом диаграммы деформирования бетона могут зависеть от скорости деформирования и от величины бокового обжатия, что позволяет рассчитывать конструкции, загружаемые с различными скоростями, в том числе и с косвенным армированием. Для определения несущей способности использовано понятие отпорности.

Доклад А. Б. Пирадова посвящен расчету конструкций из легкого бетона. Исходная информация (обобщенная кривая напряжения-деформации, модуль упругости) получена путем обработки большого числа опытных данных. Для определения глубины проникновения и ширины раскрытия трещин использованы методы механики разрушения.

Задачу оценки напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных стержней В. М. Митасовым (Новосибирский инженерно-строительный институт) предлагается решать с энергетических позиций. Рассматривается процесс трещинообразования, при котором энергия деформирования растянутого бетона переходит на арматуру, выполняющую роль тормозного элемента. Путем решения системы уравнений, включающих как уравнения статики, так и уравнения баланса энергией, получены необходимые параметры для определения напряженно-деформированного состояния сечения.

В докладе В. М. Круглова (Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта) рассмотрены модели деформирования бетонов в мно-

гоосном напряженном состоянии, основанные на развитии теории малых упругопластических деформаций и теории течения. Эти модели использованы при расчете мостовых конструкций. Учитывается также армирование. Учет характера деформирования элементов с трещинами производится по модели Н. И. Карпенко.

Во всех докладах методы расчета реализованы в виде программ для ЭВМ, сделано сравнение результатов расчета с экспериментальными данными.

На совещании были также заслушаны следующие сообщения: В. П. Максименко (Киевский НИИАСС) «Численное моделирование работы железобетонных (композитных) конструкций в многоосных напряженных состояниях»; Л. Ю. Соловьев (Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта) «Об учете необратимой сжимаемости бетона на основе теории пластического течения с двойным упрочнением»; Ю. А. Самарин и Г. В. Коваленко (комбинат Братскжелезобетон) «Оценка различными моделями начальной безотказности ребристых плит покрытий».

В решении совещания отмечены актуальность разработки методов расчета железобетонных элементов на основе прямого или косвенного использования диаграмм напряжения-деформации и целесообразность создания нормативных документов, относящихся к автоматизированным методам расчета на основе нелинейных моделей деформирования бетона и арматуры.

Г. М. ВЛАСОВ, председатель совещания, д-р техн. наук, проф.,
С. М. КРЫЛОВ, председатель секции теории железобетона НТС, д-р техн. наук, проф.

УДК 693.54(4/9)

Б. В. ГУСЕВ, д-р техн. наук, проф., К. М. КОРОЛЕВ, Э. Х. КУШУ, кандидаты техн. наук, В. Ю. МАКАРОВ, инж. (НИИЖБ)

Эффективные технологии приготовления бетонной смеси за рубежом

Проблема эффективности приготовления бетонной смеси является предметом изучения и совершенствования во всех технически развитых странах. Основным направлением в данной области является создание надежного оборудования для реализации раздельных технологий приготовления бетонной смеси, перспективность применения которого показана многочисленными исследованиями, проводимыми в нашей стране и за рубежом.

Раздельные способы приготовления бетонной смеси предполагают предварительную обработку отдельных компонентов или смеси тонкодисперсных составляющих с водой и последующее смешивание всех составляющих в низкооборотных смесителях.

Предварительная механическая обработка заполнителей предназначена для улучшения их свойств: снижения содержания слабосцементированных разностей, улучшения формы зерен, механической активации поверхности зерен, отделения поверхностных загрязняющих пленок и т. д.

Фирма «Taisei Corporation» (Япония) разработала установку для механической обработки (обогащения) песка, которая представляет собой систему расположенных один над другим валковых и вибрационных устройств, через которые последовательно проходит загружаемый сверху заполнитель (рис. 1). Такая обработка заполнителя обеспечивает практически на постоянном уровне его поверхностную влажность в пределах 4...6% за счет отделения избыточной влаги. В результате динамического воздействия рабочих органов установки качество песка повышается путем активации поверхности зерен при обнажении свежих сколов с повышенной адгезионной и реакционной способностью.

После обработки песка поэтапно смешивают все составляющие: вначале обработанный песок, крупный заполнитель, дозы воды и цемента, а затем приготовленную смесь с раствором добавки.

По сравнению с бетонной смесью, приготовленной традиционным способом в однокамерных смесителях с одновременной загрузкой всех составляющих, смеси, приготовленные на установке «S.E.C. System», отличаются пониженным в 3...3,5 раза водоотделением, лучше уплотняются и перекачиваются из-за снижения трения между зернами песка. Этот способ приготовления смеси позволяет повысить прочность бетона при сжатии на 15...20%, при растяжении на 20...25% (табл. 1), увеличить сопротивление удару в 2 раза, повы-

сить морозо- и износостойкость бетона.

Фирмой «Eirich» (ФРГ) создана серия тарельчатых бетоносмесителей различных типоразмеров со встроенными в чашу высокоскоростными активаторами лопастного типа*. Смесь готовят при следующем порядке загрузки составляющих: первоначально при работе всех лопастных аппаратов — низкоскоростных и высокоскоростных — загружают песок, цемент, воду и затем

* Более подробно см.: Королев К. М., Бочаров Н. А. Смесители-активаторы для раздельной технологии // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 15—16.

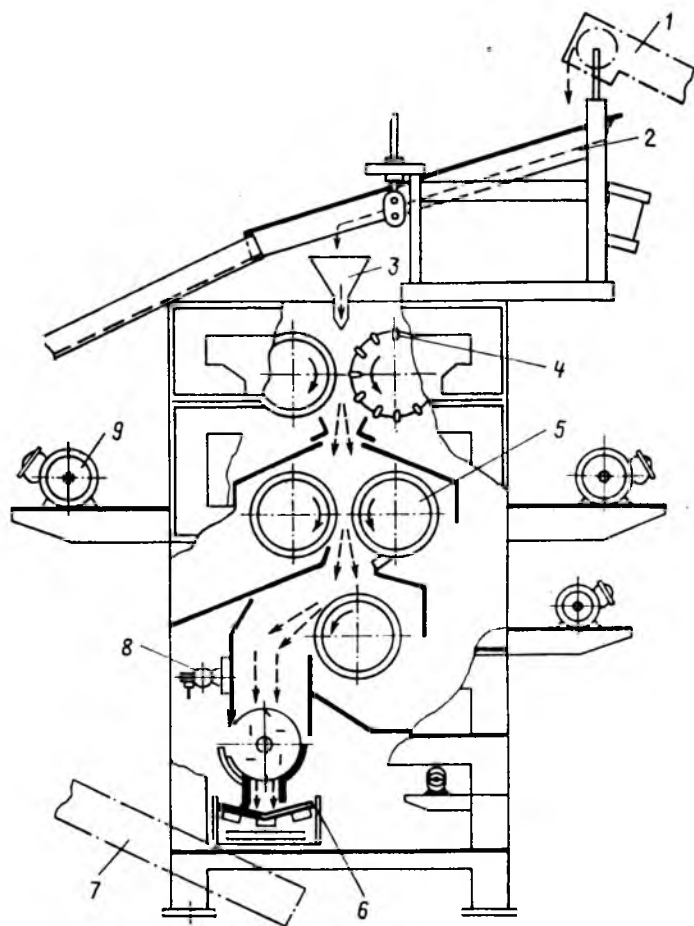


Рис. 1. Схема установки для механической обработки песка

1, 6, 7 — ленточный конвейер; 2 — вибропрохот; 3 — бункер; 4 — валок с билами; 5 — гладкий валок; 8 — вибратор; 9 — электродвигатель

Таблица 1

Способ приготовления бетонной смеси	Прочность бетона при Ц/В, МПа			
	1,6	2,0	2,5	3,2
Раздельный на установке «S. E. C. System»	35,0/3,6	43,5/3,9	60,2/4,3	72,1/4,9
Традиционный	29,3/2,9	37,8/3,1	50,6/3,5	60,0/3,9

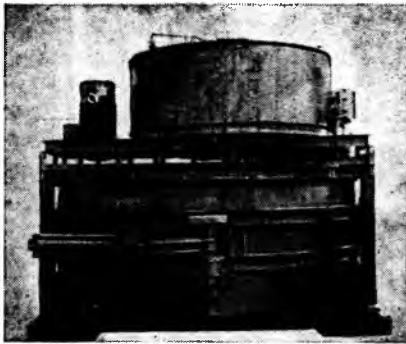
Примечание. Перед чертой на сжатие, после черты — на растяжение.

Таблица 2

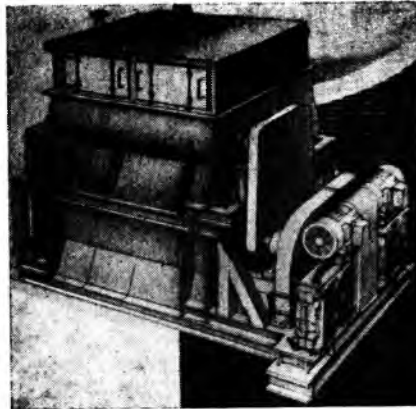
Способ приготовления бетонной смеси	Расход воды, кг/м ³ , для обеспечения подвижности бетонной смеси, см							Подвижность, см	Снижение расхода воды, кг/м ³	Прочность бетона на сжатие, МПа, в возрасте, сут	
	8	12	15	18	19	20	21			7	28
Раздельный с применением двухкамерного смесителя	142	148	155	161	166	169	172	8,0 18,5	6 8	21,2 19,8	32,5 30,2
Традиционный	148	154	162	168	172	177	180	7,8 18,2	—	21,8 21,0	31,9 30,9

Примечание. В/Ц=0,555

а)

Рис. 2. Двухкамерные смесители
а — тарельчатого типа; б — лоткового типа

б)



после остановки работы активаторов — крупные заполнители. Таким образом, высокоскоростные динамические воздействия лопастей активаторов передаются лишь на мелкодисперсные составляющие бетонной смеси, что обеспечивает повышенную однородность растворной ее части. При этом повышаются прочность и однородность бетона.

Применение смесителей требует увеличения продолжительности цикла приготовления бетонной смеси, поэтому оно эффективно при наличии резерва производительности бетоносмесительных узлов. Этому недостатка лишены двухкамерные смесители тарельчатого и лоткового типа, разработанные японской

фирмой «Pacific Machinery & Engineering Co» (рис. 2).

Смесители состоят из высокоскоростных активаторов и собственно низ оборотных бетоносмесителей, причем активаторы смонтированы над чашей (лотком) бетоносмесителя. Цементно-песчаная смесь готовится в активаторе и затем окончательно смешивается в бетоносмесителе с крупным заполнителем, а также с оставшимися дозами песка, воды или растворов химических добавок. В смесителях предусматривается подача воды затворения под давлением в распыленном виде равномерно по всей площади чаши с помощью специальных форсунок. Это способствует более быстрому и эффективному смешиванию компонентов смеси.

По данным рекламных материалов, представленных фирмой, приготовление бетонной смеси в двухкамерных смесителях улучшает ее удобоукладываемость по сравнению со смесью, приготовленной традиционным способом. В среднем подвижность ее повышается на 3...3,5 см осадки конуса. Это позволяет снижать расход воды на 4...5% (табл. 2) независимо от требуемой подвижности и экономить до 10% цемента. Данные табл. 2 показывают, что снижая расход воды на 6...8 кг/м³ и сокращая при этом расход цемента на 10...14 кг/м³, при раздельном способе приготовления смеси прочность бетона выше требуемого уровня, обеспечиваемого при приготовлении смеси контрольных составов.

Выводы

Рекомендуются эффективные раздельные способы приготовления бетонной смеси:

предварительная интенсивная механическая обработка заполнителей в специализированных установках, позволяющая улучшить физико-механические свойства бетона в основном за счет повышения качества контактной зоны;

предварительное интенсивное высокоскоростное приготовление цементно-песчаной смеси, обеспечивающее экономию до 10% цемента путем лучшего качества смешивания тонкодисперсных компонентов с водой.

Н. Н. КУПРИЯНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Использование холодного тумана при изготовлении бетонных блоков на заводах США

На международной выставке «Стройиндустрия-87» в Москве американская фирма «Конкюр» представила систему холодного тумана, создающую влажностные условия для твердения бетона, которая вызвала повышенный интерес у строителей. Представители фирмы утверждают, что пропаривание изделий можно заменить обработкой холодным туманом с температурой подаваемой воды 12,8°C, бетона 21,1°C и временем пребывания в камере 8...12 ч. Бетон получает необходимую прочность как сразу после обработки, так и в возрасте 28 сут.

Советские специалисты рабочей группы 10.03 «Строительные материалы и конструкции» Советско-Американской совместной Комиссии по сотрудничеству в области жилищного и других видов строительства во время поездки в США посетили два завода по изготовлению бетонных блоков, где функционируют разработанные фирмой «Конкюр» системы холодного тумана.

В Лас-Вегасе (штат Невада) фирма «Allied Building Materials» использует систему холодного тумана при изготовлении бетонных блоков и тротуарных плиток без теплового воздействия. Бетонные блоки нескольких типоразмеров выпускают методом прессования. Основной стеновой блок имеет размер 15,24×20,32×40,64 см. С помощью пресов системы «Колумбия» прессуют по три бетонных блока сразу (рис. 1).

На заводе установлено четыре линии по изготовлению бетонных блоков, которые ежедневно выпускают 60 тыс. изделий.

В качестве крупного и мелкого заполнителей используют вулканические породы. Крупный и мелкий заполнитель трех фракций подают в смесительное отделение. Прессуют блоки из жесткой бетонной смеси. Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси составляет: цемента — 192 кг, воды — в среднем 120 л. Причем расход цемента составляет 10...12% по массе отформованной бетонной смеси. Для изготовления цокольной части зданий используют гранитный щебень и кварцевый песок.

После прессования блоки поступают на поддоне в камеру твердения, оборудованную системой холодного тумана. Камеры наполнены с боковыми стенами и потолком. Блоки размещают на стеллажах. После загрузки камеру закрывают брезентовой шторой.

Воду для увлажнения среды подают по трубам, расположенным на стенах камеры под потолком. Мелкое распыление воды производят с помощью сопел конструкции фирмы (рис. 2). Давление воды 0,5...0,7 МПа. Число сопел рассчитывают и затем корректируют при монтаже и отработке системы. Увлажнение среды производят не постоянно, а прерывисто в зависимости от вида изделий, размера и загрузки камеры и задают на «таймер». Относительную влажность среды измеряют только на стадии наладки. В процессе работы камер контролируют только температуру подаваемой воды.

Температура среды в камере меняется в зависимости от времени года. Лас-Вегас расположен на 36° сев. широты. Зимы здесь нет. Летом жара достигает 40...45°C, сухо. Во время посещения завода 14 октября 1988 г. температура среды в камере была 26,7°C.

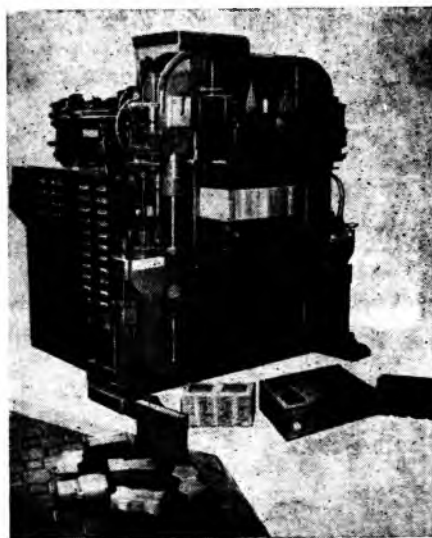


Рис. 1. Прессы системы «Колумбия»

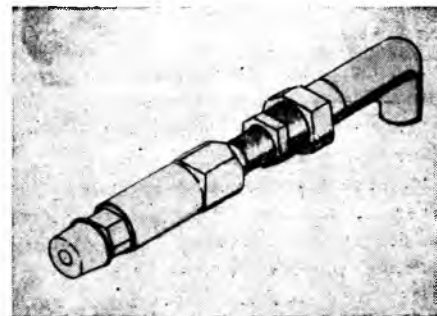


Рис. 2. Сопла для распыления воды

По разработанному на заводе регламенту бетонные блоки в течение 8...12 ч находятся в камере в среде холодного тумана, затем поступают на открытую площадку около цеха. Их укладывают в штабели высотой 2...2,5 м, верхнюю открытую поверхность которых укрывают пленкой, боковые поверхности штабеля открыты.

В таком состоянии в зависимости от времени года изделия находятся 3...7 сут (меньшее значение относится к жаркому периоду года).

Прочность бетона после обработки блоков холодным туманом в течение 10 ч при температуре среды в камере 26,7°C составила: $R_1=4,9$ МПа, через 7 сут $R_7=10,5$ МПа, а в возрасте 28 сут $R_{28}=14,8$ МПа. Относительная прочность при этом составила $R_1 = \frac{4,9}{14,8} \cdot 100 = 33\%$, а через 7 сут $R_7 = \frac{10,5}{14,8} \cdot 100 = 71\%$.

В Сент-Джордже (штат Юта) советские специалисты посетили завод по производству бетонных блоков фирмы «Dixie College». Фирма использует систему холодного тумана для увлажнения среды в камере, причем только верхней зоны. Для подогрева используют гелиоустановку, состоящую из гелиоприемников размером 1,5×3×0,1 м, которые установлены на крыше цеха над камерами под углом примерно 60° к горизонту. Гелиоприемник заполнен фреоном, внутри его находится змеевик, по которому двигается вода. Сбоку от здания, на котором находятся

гелиоприемники, размещают цистерну с теплоизолированными стенками для хранения нагретой воды. Объем емкости рассчитан на 4...5 дней работы при отсутствии солнца. Поверхность гелиоприемника темная, но не черная, направлена на юг. Гелиоприемник стационарен. Сент-Джордж расположен в южном штате Юта на 37° сев. широты. Солнце стоит круглый год, пасмурных дней мало, обычно 1...2, редко 3 дня. Гелиоустановка не имеет дублирующего источника тепла.

Вода в емкость поступает нагретой до 71...82°C, затем ее по трубам направляют в камеры тепловой обработки снизу. Здесь есть теплообменник, с поверхности которого вентилятором снимают тепло и подают в камеру.

На заводе установлено 15 камер. Они узкие, но высокие. Отформованные блоки подают на стеллаж с несколькими полками на всю высоту камеры. Тележку со стеллажом перемещают автоматически по рельсам от поста формования в камеры.

Перед началом тепловой обработки камеру нагревают до 37,8°C. Блоки поступают в горячую камеру, затем температуру в ней повышают до 60...70°C. Длительность тепловой обработки составляет 10 ч.

В качестве крупного и мелкого заполнителей используют щебень и песок пород вулканического происхождения. Для цокольной и подземной части зданий используют гранитный щебень и кварцевый песок.

Прочность бетона после тепловой обработки составляет $R_1=9,8$ МПа, $R_{28}=21,0$ МПа, а по требованию ASTM $R_{28}=13,3$ МПа. Относительная прочность по сравнению с ASTM составляет $R = \frac{9,8}{13,3} \times 100 = 74\%$, а фактическая относительная прочность — $R_{\phi} = \frac{9,8}{21} \times 100 = 47\%$.

Для того чтобы получить необходимую 70%-ную отпускную прочность, фирма идет на перерасход цемента, повышая его на 80...100 кг/м³. На изготовление 100 кг цемента расходуют около 20 кг усл. топлива, что составит 586 Мдж/м³. Этого тепла достаточно для обработки 1 м³ бетона. При остром дефиците цемента и экономии топливно-энергетических ресурсов путь увеличения расхода цемента нам неприемлем.

Для повышения отпускной прочности бетона необходимы другие технологические приемы — использование суперпластификаторов, или увеличение длительности выдерживания на открытой площадке в течение 1...2 сут после тепловой обработки.

Обработке бетона холодным туманом присущи некоторые особенности, связанные с тепло- и массопереносом. Поверхность бетона, контактируя с холодным туманом, охлаждается, поэтому температура внутри бетона будет выше, чем на поверхности. Это будет вызывать перенос влаги по законам термовлагопроводности по направлению теплового потока из центра к поверхности блока.

При гелиотермообработке бетонные блоки помещают в нагретую камеру с температурой среды 37...40°C. Примерно такую же температуру среды имеют ямные камеры при загрузке изделий при пропаривании. На поверхности бетонных блоков, имеющих более низкую температуру, будет конденсироваться влага. Однако ее количество будет значительно меньшим, чем при пропаривании, так как теплосодержание холодного тумана меньше пара. Как и при пропаривании, на стадии подъема температуры влага будет двигаться по направлению теплового потока, т. е. внутрь блока, однако термокапиллярный поток будет меньше из-за более низких значений температурного градиента.

Из-за небольшого количества выпадающего конденсата не все капилляры будут обводнены и поэтому смогут проявить себя капиллярные силы, которые будут сдерживать тепловое расширение

бетона и способствовать повышению прочности бетона. Однако холодный туман в рассматриваемых вариантах не решает главного — получения необходимой отпускной и передаточной прочности сразу после расчетного времени его воздействия на бетон.

Таким образом, холодный туман создает необходимые влажностные условия для твердения бетона. Для того чтобы использовать систему холодного тумана в наших условиях, необходим источник тепла, который позволит интенсифицировать процесс твердения цемента и набора прочности бетоном. В качестве такого источника тепла можно использовать, например, электрическую энергию.

Выводы

Рациональной областью применения системы холодного тумана, разработанной фирмой «Конкюр», являются: тепловая обработка бетона с использованием электрообогревных методов, например ТЭНов, где создается сухая среда и требуется ее увлажнение; гелиотермообработка бетона в районах с сухим жарким климатом, где для прогрева используется солнечное тепло и требуется увлажнение среды.

Применительно к нашим заводам сборного железобетона холодный туман в чистом виде без дополнительного источника тепла не может заменить традиционного пропаривания.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

С 26 июня по 3 июля 1990 г. в Москве на территории Выставочного комплекса на Красной Пресне впервые будет проходить выставка ФРГ по строительной тематике («Стройтехника-90»). На ней будут представлены разделы: строительство, строительные материалы, керамика, стекло, оборудование, установки, технологические процессы, изделия.

Выставка организована по инициативе западногермано-советской отраслевой группы и согласована с Госстроем СССР, а также с различными союзными и республиканскими министерствами, занимающимися вопросами строительства и строительных материалов.

Тематика выставки охватывает все направления строительства и производства строительных материалов — от проектирования до оборудования и установок, приборов и изделий. По всем этим направлениям будут проведены симпозиумы. Кроме того, непосредственно перед началом выставки состоится 12-е совместное заседание западногермано-советской отраслевой группы по строительству.

Около 160 участников покажут на выставке свою продукцию, «ноу-хау» и тем самым продемонстрируют готовность к сотрудничеству. Среди экспонентов представлены не только предприятия, давно работающие в СССР, но и целый ряд фирм, которые намерены воспользоваться выставкой «Стройтехника-90» для выхода на советский рынок.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 699.841:658.562

Качество строительных материалов и сейсмостойкость зданий / К. М. Вертелов, Н. Ф. Башлыков, Р. Л. Серых и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 2—3. Анализируются причины массового разрушения зданий и сооружений в результате Спитакского землетрясения с точки зрения качества строительного-монтажных работ и исходных строительных материалов.

УДК 624.072.331:691.328.001.57

Золотухин Ю. Д., Ленинов М. И. Железобетонные рамы с повышенными стойками для промышленных и сельскохозяйственных зданий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 4—6. Приведены результаты исследований работы сборных железобетонных рам с повышенными стойками и металлической затяжкой. Новые рамы внедрены при строительстве сельскохозяйственных зданий различного назначения. Ил. 6, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.016.504

Использование многоэтажных вентиляционных вставок в качестве элементов жесткости каркаса производственного здания / С. Г. Смирнов, Т. М. Пецолюд, В. Б. Сергеев и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 6—8. Приведено описание конструктивного решения каркаса корпуса филиала Минского тракторного завода в Сморгони. Даны результаты технико-экономического анализа использования многоэтажных вентиляционных вставок в качестве элементов жесткости. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.078

Нурмаганбетов Е. К., Рудник Е. А. Работа стыковых соединений ригеля с колонной в железобетонном каркасе при сейсмических нагрузках // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 8—9. Предложенные варианты соединений ригелей с колоннами для сейсмических районов повышают надежность стыков, исключают дополнительный расход стали на обеспечение равнопрочности сварного шва с основным металлом. При этом получаем возможность не только сократить количество ванн сварок, но и производить сварку двух ригелей, что также значительно сокращает сроки монтажных работ. — Ил. — 4. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 625.712.65:666.982

Особенности напряженно-деформированного состояния торцевых зон плит ПАГ / В. А. Кульчицкий, Л. Б. Пчелкина, С. А. Буянов, В. А. Долинченко // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 10—11. Приведены данные обследования плит ПАГ на заводах ЖБИ, натуральных испытаний сборных покрытий и теоретических исследований напряженно-деформированного состояния торцевых зон плит. Установлено, что в доэксплуатационный период в торцевой зоне плит между напрягаемыми стержнями появляются начальные продольные трещины, которые развиваются при приложении нагрузки. Предлагается принять эффективные конструктивные меры, исключающие образование начальных трещин. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 697.87

Бураев М. И. Изменение модуля деформаций в бетонах на местных материалах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 11—13. Рассмотрены результаты испытаний напряженно-деформированного состояния бетонов на местных материалах на алюможелезистых вяжущих при повторном статическом нагружении и разгрузке. Выполнен анализ НДС данных бетонов, результаты исследований обработаны на ЭВМ. — Ил. 4. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.327:539.4.015

Бруссер М. И., Гуфан Р. М., Зеликман Е. Г. Совершенствование стандартного метода определения параметров поровой структуры бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 14—16. Уточнен физический смысл λ и α , рекомендованных в ГОСТ 12730.4—78. Получена аналитическая зависимость между λ , характеризующим средний размер пор, и $r_{эф}$ в изокапиллярной модели и показано, что корреляция между этими параметрами остается высокой и в поликапиллярной модели. Предложено в качестве характеристики среднего размера пор в образце использовать $r_{эф}$, а в качестве характеристики неоднородности порового пространства — величину разброса эффективных радиусов, подсчитанных для различных моментов времени. — Табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.3:624.078.43.001.4

Браун В. В., Робсман В. А. Методика и результаты автоматизированных испытаний устойчивости клеевых соединений бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 16—17. Описана методика проведения испытаний на статические и многократно повторные нагрузки составных призм. Представлены результаты экспериментальных исследований, свидетельствующие о влиянии толщины клееного стыка на выносливость бетона. Приведены уравнения кривых выносливости для монолитного бетона и призм с толщиной стыка 1 и 10 мм, построенные методом регрессионного анализа. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691-413/419:693.546.42

Граник Ю. Г., Перламутров Б. Л. Виброударная технология формирования многосуступных плит перекрытий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 19—21. Приведены результаты исследования формирования виброударным способом многосуступных плит перекрытий без пригрузки. Показана возможность достижения высокого качества потолочных поверхностей изделий и большой однородности бетона. — Ил. 3, табл. 1.

УДК 624.012.45

Кириллов А. П. Основные положения методики расчета железобетонных конструкций на выносливость // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 24—26. Приведен комплексный подход к оценке усталостной прочности железобетонных элементов, учитывающий выносливость бетона и арматуры, нестационарный характер нагружения, ползучесть бетона, позволяющий определять долговечность и форму разрушения конструкций. — Ил. 5. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.87:693.554

Мамедов Т. И. Оценка потерь напряжений в высокопрочной проволочной арматуре от релаксации при нормальной температуре // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 27—29. Рассмотрены результаты зарубежных и отечественных исследований релаксации напряжений проволочной арматуры при нормальной температуре. Приведены экспериментальные данные для различных видов арматуры. — Ил. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45.046:539.4

Зах М. Л. Расчет прочности стержневых бетонных элементов с учетом масштабного эффекта // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 29—30. Представлен подход к расчету прочности стержневых бетонных элементов, основанный на использовании модели деформирования бетона с нелокальным взаимодействием. Его использование позволяет в отличие от действующих норм проектирования учитывать масштабный эффект. — Ил. 3, табл. — 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.074.4:620.191.33

Галустов К. З., Корженкова А. Э. Прогнозирование длительной трещиностойкости железобетонных цилиндрических оболочек и критерии трещиностойкости // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 31—33. Исследовано напряженное состояние железобетонных цилиндрических оболочек во времени, связанное с ползучестью бетона и перераспределением напряжений. На основе современной нелинейной теории ползучести бетона формулируется критерий трещиностойкости железобетонной оболочки. На примере расчета преднапряженных железобетонных водоводов приведены количественные оценки возможных величин перераспределения напряжений. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.07.042.8

Орленко А. Н., Емышев М. В. Диаграмма работы сечений изгибаемых элементов при расчете по предельным состояниям // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 33—34. На основе экспериментов разработана полная диаграмма работы сечений изгибаемых железобетонных элементов и установлены предельные состояния конструкции в упругой, пластической стадиях и стадиях снижения несущей способности и остаточной прочности. Приведены примеры расчета. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:536.485

Ябых Н. Н. Морозостойкость бетонов с воздухововлекающими и газообразующими добавками // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 35—37.

Приведены результаты исследований морозостойкости дорожного бетона с воздухововлекающими (СНВ, мылонафта, асидол-мылонафта, ГКЖ-10, ГКЖ-11) и газообразующими (ГКЖ-94) добавками в лабораторных и природных условиях. Установлено, что морозостойкость бетонов с добавками ПАВ и кремнийорганическими соединениями при оптимальных условиях повышается в 10 и более раз и зависит в основном от объема вовлеченного воздуха (выделенного газа). — Ил. 3, табл. 1.

УДК 691.327:539.4

Ковлер К. Л. Прогнозирование длительной прочности бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 37—39. Рассмотрены прямая и косвенная методы оценки длительной прочности бетона по результатам кратковременных и длительных испытаний на ползучесть. Показано, что в общем случае оценка длительной прочности любым косвенным методом, в том числе по верхней границе микротрещинообразования, нуждается в сопоставлении с результатами прямых испытаний. В качестве примера рассмотрено деформирование и разрушение легкого гипсобетона с влажностью выше сорбционной. — Ил. 3. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327:691.33

Дворкин Л. И., Шамбан И. Б. Проектирование состава тяжелого бетона с использованием золь Бурштынской ГРЭС // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 40—41. Показана возможность назначения состава золосодержащих бетонов с заданной прочностью и удобоукладываемостью смеси с помощью традиционного расчетно-экспериментального метода, модифицированного с учетом особенностей добавки золы как активного микронаполнителя. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 5 назв.

CONTENTS

- Vertelov K. M., Bashlykov N. Ph., Ser-rykh R. L., Volkov Yu. S., Solomonov V. V.* Quality of building materials and earthquake resistance of buildings
- Zolotukhin Yu. D., Leinov M. I.* Reinforced concrete frames with rised up-rights for industrial and agricultural buildings
- Smirnov S. G., Petsold T. M., Sergeev V. B., Sergeeva E. T., Klevtsov V. A.* Use of many-storeyed ventilation inser-tions as elements of rigidity of frame of industrial building
- Nurmaganbetov E. K., Rudnik E. A.* Work of joinings of internal element with column in reinforced concrete frame under seismic loads
- Kultchitskiy V. A., Ptcheulkina L. B., Bujanov S. A., Dolintchenko V. A.* Pec-uliarities of stressed-deformed state of buttend zones of slabs PAG
- Buraev M. I.* Variation of deformation modulus in concretes on locally procu-rable materials
- Braun V. V., Robsman V. A.* Methods and results of automatized fatigue tests of concrete glue joints
- Savin Yu. V.* On calculation of initial density of alkaline solution in slag-al-kaline concrete
- Brusser M. I., Gufar R. M., Zelikman E. G.* Improvement of standard method for determination of parameters of concrete porous structures
- Kagan M. Z.* Estimation of disposition of steel fibres
- Granik Yu. P., Perlamutrov B. L.* Tech-nology of shock by vibration for moul-ding of multi-porous overlapping slabs
- Kukunaev V. S.* Design of monolithic overlappings of buildings erected in seismic regions
- Zak M. L.* Calculation of strength of pivotal concrete elements taking into account a scale effect
- Kirillov A. P.* Principal theses of meth-ods of reinforced concrete structures calculation on resistance
- Mamedov T. I.* Estimation of losses of stresses in high-resistant wire reinfor-cement from relaxation under normal temperature
- Orlenko A. N., Emyshchev M. V.* Diagram of work of sections of bending ele-ments when calculating on limit states
- Galustov K. Z., Korzhenkova A. E.* Pre-diction of long-term crackresistance of reinforced concrete cylindrical shells' and criteria of crack-resistance
- Yanbykh N. N.* Frost-resistance of con-cretes with air-drawing in and gas-ge-nerating admixtures
- Kovler K. L.* Prediction of long-term resistance of concrete

CONTENU

- Vertelov K. M., Bashlykov N. Ph., Ser-rykh R. L., Volkov Yu. S., Solomonov V. V.* La qualité des matériaux de con-struction et la résistance des bâtiments aux séismes
- Zolotoukhine Yu. D., Leinov M. I.* Les châssis en béton armé avec des piliers surélevés pour les bâtiments industriels et agricoles
- Smirnov S. G., Petsold T. M., Serghéev V. B., Serghéeva E. T., Klevtsov V. A.* L'utilisation des incorporations d'aérage à plusieurs étages en qualité d'éléments de rigidité de carcasse du bâtiment. in-dustriel
- Nourmaganbetov E. K., Roudnik E. A.* Le service des assemblages bord à bord de la sous-poutre avec la colonne dans la carcasse en béton armé sous les charges séismiques
- Koultschitskiy V. A., Ptcheulkina L. B., Boujanov S. A., Dolintchenko V. A.* Les particularités de l'état contraint-dé-forme de zones des extrémités des dalles PAG
- Bouraev M. I.* La variation de module des déformations dans les bétons sur les matériaux locaux
- Braoun V. V., Robsman V. A.* La mé-thodologie et les résultats des essais automatisés de fatigue des assemblages colles du béton
- Savine Yu. V.* Sur le calcul de densité initiale de la solution alcaline dans le béton de laitier-alkali
- Brousser M. I., Gouphan R. M., Zelik-man E. G.* Le perfectionnement de la méthode standardisée de la détermi-nation des paramètres de la structure po-reuse du béton
- Kagan M. Z.* L'évaluation de la dispo-sition des fibres d'acier
- Granik Yu. G., Perlamoutrov B. L.* La technologie de chocs par vibration du formage des dalles de plancher à plu-sieurs vides
- Koukounaev V. S.* La conception des recouvrements monolithes des bâtiments construits dans les régions séismiques
- Zak M. L.* Le calcul de la résistance des éléments en barres produit en bé-ton en considérant l'effet d'échelle
- Kirillov A. P.* Les thèses principales de la méthodologie de calcul des structu-res en béton armé sur la résistance
- Mamedov T. I.* L'évaluation des pertes des contraintes dans les armatures en fils des haute résistance résultant de relaxation sous la température normale
- Orlenko A. N., Emychev M. V.* La dia-gramme de service des sections des éléments sollicités en flexion pendant le calcul sur les états limits
- Galoustov K. Z., Korzhenkova A. E.* La prédiction de la longue résistance à la fissuration des enveloppes cylindriques en béton armé et les critères de la ré-sistance à la fissuration
- Yanbykh N. N.* La résistance au gel des bétons avec des adjuvants entraîneurs d'air et formateurs de gaz
- Kovler K. L.* La prédiction de la longue résistance du béton

INHALTSVERZEICHNIS

- Wertelov K. M., Baschlykow N. F., Se-rych R. L., Volkow Ju. S., Solomonow W. W.* Qualität von Baumaterialien und Erdbebensicherheit von Gebäuden
- Solotuchin Ju. D., Leinov M. I.* Stahlbetonrahmen mit erhöhten Stützen für Industrie- und Landwirtschaftsgebäude
- Smirnow S. G., Pezoldj T. M., Sergejew W. B., Sergejewa Je. T., Klewzow W. A.* Ausnutzung von mehrstöckigen Venti-lationseinsätzen als Aussteifungselement des Produktionsgebüdeskeletts
- Nurmaganbetow Je. K., Rudnick Je. A.* Verhalten von Stossverbindungen des Riegels mit Stütze im Stahlbeton-gerippe unter seismischen Beanspru-chungen
- Kuljtschizkiy B. A., Ptschjolkina L. B., Bujanow S. A., Dolintchenko W. A.* Bes-sonderheiten des Spannungs-Dehnungs-moduls in Betonen unter Anwen-schlackenalkalischem Beton
- Zustandes in Stirnzonen von PAG-Plat-ten*
- Burajew M. I.* Veränderung des Defor-mationsmoduls in Betonen unter Anwn-dung von örtlichen Baumaterialien
- Braun W. W., Roboman W. A.* Methodik und Ergebnisse von automatisierten Ermüdungsversuchen an Klebeverbindun-gen des Betons
- Savin Ju. W.* Berechnung der Aus-gangsdichte für alkalische Lösung in schackenalkalischem Beton
- Brusser M. I., Gufan R. M., Salikman Je. G.* Verbesserung der genormten Er-mittlungsmethode für Parameter der porösen Betonstruktur
- Kagan M. S.* Anordnungseinschätzung von Stahlfasern
- Granick Ju. G., Perlamutrow B. L.* Vibrostotechnologie der Formgebung von hohlraumreichen Deckenplatten
- Kukunajew W. S.* Projektierung von monolithischen Decken der in Erdbe-bengebieten errichteten Gebäude
- Sack M. L.* Festigkeitsberechnung von Stabelementen aus Beton mit Berück-sichtigung des massstäblichen Effekts
- Kirillow A. P.* Grundsätze der Methodik zur Berechnung von Stahlbeton konst-ruktionen auf Dauerfestigkeit
- Mamedow T. I.* Bewertung von Span-nungsverlusten in hochfester Drahtbe-wehrung infolge der Relaxation bei nor-maler Temperatur
- Orlenko A. N., Jemyschew M. W.* Diag-ramm der Wirkung für Querschnitte von auf Biegung beanspruchten Bauelemen-ten bei Berechnung nach Grenzzustän-den
- Galustow K. S., Korshenkowa A. E.* Vorausbestimmung der Dauerrissicher-heit für zylindrische Stahlbetonschalen und Kriterien der Rissicherheit
- Janbykh N. N.* Frostbeständigkeit von Betonen mit luftanziehenden und gas-bildenden Zusätzen
- Kowler K. L.* Vorausbestimmung der Dauerfestigkeit des Betons

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуца (главный редактор), В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Баграков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицы, Р. Л. Майлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.03.90.
Печать высокая.
Уч.-изд. л. 8,25.

Подписано в печать 13.04.90.
Бумага книжно-журнальная.
Тираж 13471 экз.

T-08441.
Усл. печ. л. 6,0.
Заказ 193.

Формат 60x90/16
Усл. кр.-отт. 6,75.
Цена 60 коп.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Вологодская областная библиотека
Подольский филиал производственного объединения «Периодика»
Государственного комитета СССР по печати
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

ВНИМАНИЮ

ГОСУДАРСТВЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ И КООПЕРАТИВОВ, ИМЕЮЩИХ НЕИСПОЛЬЗОВАННЫЕ ОТХОДЫ ДРЕВЕСИНЫ

(срезки, горбыли, технологическую щепу,
стружку и опилки),

**А ТАКЖЕ ОТХОДЫ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО
ПРОИЗВОДСТВА** (солому, костру льна, конопли
и кенафа, лузгу подсолнечника, стебли хлопчатника)

Республиканский проектно-технологический и конструкторский институт «Роспроектагропромстрой-материалы» (г. Саратов) предлагает свои услуги в организации производства изделий и конструкций из арболита — эффективного легкого бетона плотностью 500...800 кг/м³ на основе минерального вяжущего и органических заполнителей из отходов древесины или отходов сельскохозяйственного производства.

Институт занимается проблемой производства арболита с 1975 г., имеет современную научную базу, конструкторское и проектное подразделения, ЭСПНУ, опытно-экспериментальный завод для отработки новых составов и технологий арболита в производственных условиях.

*Заявки следует направлять по адресу:
410005, Саратов, ул. Пугачевская, 147/151, тел. 24-43-15,
отдел арболита.*

ТЕЛЕЖКИ ВЫВОЗНЫЕ ЕДИНОЙ УНИФИЦИРОВАННОЙ СЕРИИ

МОЛОДЕЖНЫЙ ЦЕНТР «ТЕХНА» ОБЕСПЕЧИВАЕТ ЗАВОДЫ ЖБК И МАШИНОСТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРЕДПРИЯТИЯ СТРОЙИНДУСТРИИ ТЕХНИЧЕСКОЙ ДОКУМЕНТАЦИЕЙ НА ТЕЛЕЖКИ ВЫВОЗНЫЕ ЕДИНОЙ УНИФИЦИРОВАННОЙ СЕРИИ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТЬЮ ОТ 20 ДО 60 Т В СЛЕДУЮЩИХ МОДИФИКАЦИЯХ:

- на любую колею
- на любые виды изделий
- моторные или прицепные
- с четырехточечным или трехточечным опиранием (с балансирной осью);
- со штабелерами или без них
- с приводом на тележке или тросовым от лебедки
- с лестницей, пультом управления и страховочной площадкой оператора, входом на эстакаду для подъема на штабель изделий справа или слева
- с поперечным или продольным привалочным хребтом в любом месте площадки тележки (для вывозки плоских изделий в вертикальном положении)
- со складным бортом-ограждением для перевозки арматуры и подобной продукции

Для небольших ремонтных и доводочных операций возможно оборудование поста доводки прямо на тележке, что уменьшает число транспортных операций.

Возможны сочетания любых указанных и других особенностей тележек по техническому заданию заказчика.

Максимальная унификация всех узлов вывозных тележек по всему предприятию снижает эксплуатационные затраты. Возможно заключение договора на документацию для постепенного обновления тележечного парка по мере износа имеющегося.

Конструкция тележек обеспечивает максимально простую технологию и минимальную трудоемкость изготовления. Возможна доработка документации под технологию заказчика.

Для разработки технического задания, подготовки договора и решения других вопросов «Техна» в случае необходимости высылает заказчику своего специалиста.

Заявки направляйте по адресу:

109548, Москва, ул. Шоссейная, д. 8, кв. 191. Тел. 353-17-61