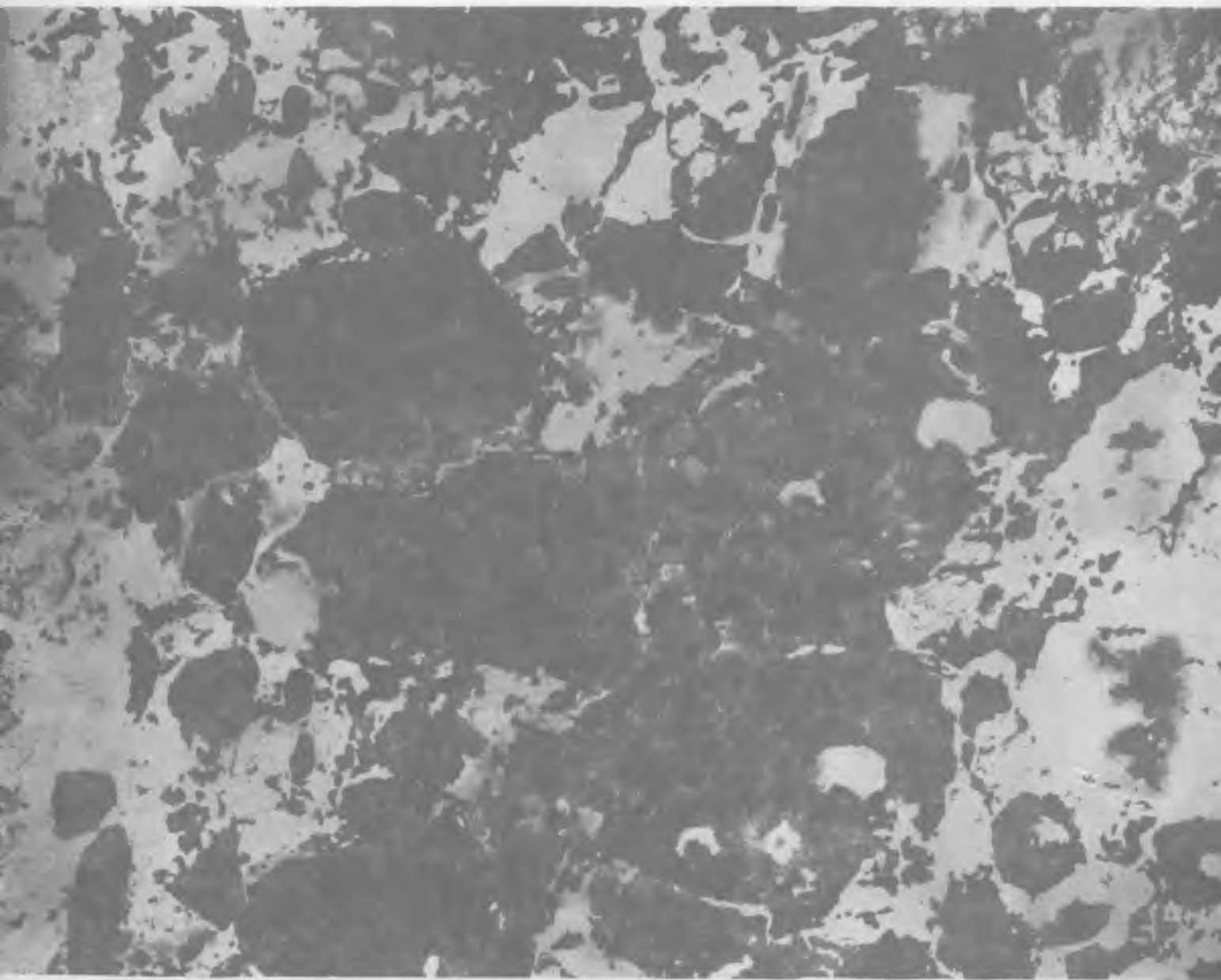


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

2000



АРМ-бетон - ФАЙН-ЛАБ



**ВСЕХ, кто пользуется программой АРМбетон
ВСЕХ, кто перешел на использование новой версии
ФАЙНЛАБ**

А также для тех, кто еще не знает

**ГДЕ - КАК - И ЗАЧЕМ
приобрести эту уникальную программу**



ИТЦ «КОНТРОС» - НПК СВМ - ГАСИС

**ПРИГЛАШАЮТ на семинар
пользователей компьютерной программой АРМбетон-ФАЙНЛАБ
в январе 2001 года.**

В программе семинара:

- 1. Знакомство с новой версией программы – ФАЙНЛАБ.**
- 2. Обсуждения опыта использования программы на заводах товарного бетона и сборного железобетона.**
- 3. Рассмотрение предложений и замечаний пользователей по внесению изменений и дополнений в программу.**
- 4. Посещение заводов сборного железобетона и товарного бетона, использующих программу ФАЙНЛАБ.**

На семинаре будет представлена демонстрационная версия программы, а также инструкция пользователя, будут заключаться договора на поставку демонстрационной версии и программы по льготным ценам (скидка до 20%).

**По вопросам участия в семинаре обращаться по тел:
(095) 994-16-03, тел/факс (095)179-85-17**

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5 (506)

Октябрь 2000

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

ЗВЕЗДОВ А.И., МИХАЙЛОВ К.В., ВОЛКОВ Ю.С. Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы развития	2
БЕТОНЫ	
ФАЛИКМАН В.Р., ВАЙНЕР А.Я., БАШЛЫКОВ Н.Ф. Новое поколение суперпластификаторов	5
ЮСУПОВ Р.К. О зависимости прочности бетона от водосодержания бетонной смеси	8
В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ	
РАСТОРГУЕВ Б.С., ПАВЛИНОВ В.В. Метод расчета железобетонных элементов на надежность при циклическом режиме нагружения	11
КРАКОВСКИЙ М.Б. О некоторых неточностях реализации методики СНиП расчета нормальных сечений железобетонных конструкций	14
КАРАБАНОВ Б.В. Расчет железобетонного каркаса, усиленного стенками жесткости	17
ЭКОНОМИЯ РЕСУРСОВ	
ОЛЕХНОВИЧ К.А., ФРОЛОВ В.В. Возможности снижения металлоемкости виброплощадок различной грузоподъемности	20
ТЕОРИЯ	
ПОДВАЛЬНЫЙ А.М. Физико-химическая механика — основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона	23
ВЕРЕТЕННИКОВ В.И., БАРМОТИН А.А. О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии	27
ИНФОРМАЦИЯ	
ЗВЕЗДОВ А.И. Общее собрание Ассоциации "Железобетон"	31



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2000

Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы развития

Основной строительный материал XX века — железобетон во всем мире заслуженно пользуется вниманием ученых и инженеров-строителей.

Создание на стадии изготовления или строительства напряженного состояния в конструкции, когда знак напряжения в бетоне противоположен знаку напряжений от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли столетия. У истоков этой концепции в ее современном понимании стояли Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия). В дальнейшем в развитие преднапряженного железобетона весомый вклад внесли многие ученые и инженеры как за рубежом, так и в нашей стране. Предварительное напряжение развивалось непросто. Некоторые его виды по разным соображениям до сих пор в ряде стран находятся под сомнением. Например, в Германии и сейчас запрещена сегментная сборка железобетонных мостов с помощью натяжения арматуры, и только совсем недавно было разрешено применять в мостовых конструкциях напрягаемую арматуру, расположенную вне бетонного сечения.

В СССР предварительное напряжение применялось весьма широко в промышленном, жилищном, транспортном и специальном строительстве. Преднапряженных железобетонных конструкций выпускалось около 30 млн. м³ в год, что существенно больше, чем в какой-либо другой стране. На их долю приходилось более 20% общего объема сборного железобетона. Предварительно напряженные конструкции изготавливались, как правило, с натяжением арматуры на упоры во всех регионах страны. Столь широкая география этой технологии стала возможной благодаря прежде всего внедрению электротермического способа натяжения стержневой арматуры повышенной прочности. Авторы этого способа были по заслугам

удостоены звания лауреатов престижной Ленинской премии. Для народного хозяйства были сэкономлены сотни тысяч тонн металла.

Шестидесятые годы в СССР были отмечены бурным развитием промышленности сборного железобетона, в том числе предварительно напряженного. В этот период ученые и специалисты отрасли разработали значительный объем нормативно-технической документации по расчету, проектированию и технологии изготовления напряженных конструкций, что стало надежным фундаментом для дальнейшего эффективного развития этого направления. В результате используемый нами в настоящее время СНиП 2.03.01.84 прямо указывает: "При выборе элементов должны предусматриваться преимущественно предварительно напряженные конструкции из высокопрочных бетонов...". Профессор А.А.Гвоздев рассматривал железобетон с обычной арматурой как частный случай (разновидность) предварительно напряженного железобетона. О внимании к этому материалу в тот период свидетельствует факт организации в бывшей академии строительства и архитектуры специальной комиссии по предварительно напряженному и сборному железобетону.

Развитие предварительного напряжения оказало серьезное влияние на прогресс в области технологии высокопрочных бетонов. В преднапряженных конструкциях появилась возможность максимально эффективно использовать повышенную прочность бетона при сжатии.

К сожалению, процесс интенсивного развития производства преднапряженного железобетона существенно затормозился в годы перестройки и общего экономического спада в России. Выпуск преднапряженных конструкций сократился более чем в 10 раз, в то время как объем производства обычных железобетонных конструкций снизился в 6 раз. Тому есть не-

сколько причин, в том числе и сильно подорожавшая электроэнергия, что сделало электротермический способ натяжения арматуры не всегда экономически выгодным.

Последние монографии по преднапряженному железобетону были опубликованы более 20 лет назад. Это книга В.В.Михайлова и перевод книги Бен Гервика (США).

В настоящее время среди регионов, располагающих производственными мощностями свыше 1 млн.м³ в год сборного, в том числе предварительно напряженного, железобетона, следует назвать Москву, республики Татарстан и Башкортостан, области Челябинскую, Свердловскую, Тюменскую, Пермскую, Новосибирскую, Омскую, Московскую, Самарскую, Ленинградскую, Иркутскую, Воронежскую, Волгоградскую, Кемеровскую, Ростовскую, Приморский и Красноярский края. И сегодня весьма обширна номенклатура изделий, которые целесообразно изготавливать с предварительным напряжением: это перекрытия зданий, пролетные строения и опоры мостов, сваи и трубы, шпалы, градирни, опоры ЛЭП и мачты освещения, телебашни, защитные оболочки, морские и шельфовые сооружения, плавучие доки, корпуса понтонов и многое другое.

В высшей степени убедительной демонстрацией эксплуатационной надежности предварительно напряженного сборного железобетона является его успешное использование для производства железобетонных шпал. В мире в настоящее время их уложено более миллиарда штук. Жесткие динамические нагрузки, ощутимые температурные перепады, увлажнение и высушивание, замораживание и оттаивание, воздействие нефтепродуктов и других агрессивных веществ предъявляют высокие требования к надежности и долговечности этих изделий. Есть участки железной дороги, где преднапряженные шпалы уложены 40

лет назад и по сей день не имеют каких-либо существенных повреждений. Следует отметить, что в России объем выпуска шпал снизился за последнее десятилетие существенно меньше, что железобетонных конструкций в целом.

В настоящее время в большинстве развитых стран мира из предварительно напряженного железобетона во всевозрастающих объемах изготавливают различные конструкции зданий и инженерных сооружений.

В структуре сборных конструкций в США из общего их объема производства предварительно напряженные составляют 40%. Четверть из них это плиты Т и 2Т. Плиты "на пролет" широко производятся также в Великобритании, Германии, Венгрии, Польше и в других странах. Значительная часть стропильных и подстропильных балок, ферм, ригелей, стеновых панелей изготавливают также предварительно напряженными с применением высокопрочной проволоочной и стержневой арматуры и бетонов прочностью до 70 МПа. Затянувшийся застой в области использования предварительно напряженного железобетона в России частично связан еще и с тем, что у нас не получили должного изучения и применения предварительно напряженные конструкции с натяжением арматуры на бетон, в том числе в построечных условиях. В связи с этим практически отсутствует современное эффективное отечественное оборудование для реализации такой технологии. Между тем в мире из предварительно напряженного монолитного железобетона возводятся промышленные, гражданские и жилые здания, плотины и энергетические комплексы, телебашни и многое другое.

Телебашни из монолитного предварительно напряженного железобетона выглядят особенно эффектно, являясь достопримечательностями многих стран и городов. Выдающимся сооружением можно считать построенную по проекту Н.В.Никитина московскую телебашню. При общей высоте 537 м ее железобетонная часть составляет 380 м. Телебашня в Торонто на сегодня является самым высоким в мире отдельно стоящим сооружением — ее высота 555 м. Поперечное сечение башни в виде трилистника оказалось весьма

удачным для размещения напрягаемой арматуры и бетонирования в скользящей опалубке. Ветровой опрокидывающий момент, на который рассчитана эта башня, составляет почти полмиллиона тоннометров при собственном весе высотной части башни чуть более 60 тыс.т.

В Германии и Японии из монолитного предварительно напряженного железобетона широко строятся резервуары яйцевидной формы для очистных сооружений. Некоторые из них имеют емкость до 12 тыс.м³. За рубежом все более широкое применение находят монолитные перекрытия увеличенного пролета с натяжением арматуры на бетон. Только в США таких конструкций ежегодно возводится более 1 млн.м². Значительный объем подобных перекрытий выполнен в Канаде.

Помимо традиционных строительных целей, монолитный предварительно напряженный железобетон нашел широкое применение для корпусов реакторов и защитных оболочек атомных электростанций. В настоящее время суммарная мощность АЭС в мире превышает 150 млн. кВт. Защитные оболочки для их реакторов стали обязательными. Именно отсутствие защитной оболочки на Чернобыльской АЭС привело к тому, что авария одного реактора привела к катастрофическим последствиям огромного масштаба.

Ярким примером строительных возможностей предварительно напряженного железобетона являются морские платформы для добычи нефти. В мире таких грандиозных сооружений возведено более двух десятков. Традиционно обширной областью применения предварительно напряженного железобетона является мостостроение. В США мосты пролетом до 50 м, как правило, возводят в сборном варианте из железобетонных предварительно напряженных балок.

Достижения в мостостроении из предварительно напряженного железобетона имеются и в других странах. В Австралии (г.Брисбен) построен балочный мост с центральным пролетом 260 м — наибольшим среди мостов этого типа. Арочный мост в Китае имеет наибольший пролет 420 м. Есть и другие примеры. Мировой рекорд для вантовых мостов принадлежит мосту

"Нормандия" близ Гавра (Франция), где между несущими пилонами достигнут пролет 864 м. В России же в последнее время большепролетные мосты чаще строятся из стали.

Выдающийся вклад в развитие предварительно напряженного железобетона принадлежит российским ученым, которые создали и применили ряд эффективных конструкций и технологий. В их числе самонапряженные и непрерывно армированные конструкции. Из самонапряженного железобетона выполнены емкости, плавательные бассейны, ледовые стадионы, плиты покрытий, фундаменты под энергоагрегаты электростанций и многое другое.

Метод непрерывного армирования позволил максимально механизировать и автоматизировать раскладку и напряжение высокопрочной арматурной проволоки и канатов в трубах больших диаметров, в плитных конструкциях перекрытий и покрытий гражданских и промышленных зданий, в элементах сборных силосов. Автоматизированные комплексы трех типов для выполнения этих работ успешно действуют на заводах ЖБИ уже много лет.

Возможности повышения эффективности сборных железобетонных конструкций можно показать на примере плит перекрытий. В России на долю этих изделий приходится более трети общего производства сборных элементов. За рубежом значительное распространение имеет безопалубочное формование плитных конструкций на длинных стендах. Там обычной практикой является производство плит пролетом до 17 м, высотой сечения 40 см под нагрузку до 500 кгс/м². В Финляндии железобетонные многпустотные плиты под такую же нагрузку выпускаются высотой сечения даже 50 см пролетом до 21 м, т.е. применение предварительного напряжения позволяет выпускать сборные элементы качественного иного уровня. Натяжение канатной арматуры на таких стендах, как правило, групповое, при мощности домкратов 300–600 т.

Сегодня разработаны различные системы безопалубочного формования на длинных стендах, отличающиеся производительностью, применяемой арматурой, технологическими требованиями к

бетону, формой поперечного сечения панелей и другими параметрами. На стендах длиной до 250 м изготавливают плиту со скоростью до 4 м/мин; по высоте в пакете можно бетонировать 6 плит. Ширина плит достигает 2,4 м, максимальный пролет при разрезке может составлять 21 м. Только плит "Спэнкрит" в США применяют более 15 млн. м² ежегодно. В свое время длинные стенды для безопалубочного формования по технологии "Макс-Рот" появились и в России, однако эта технология не получила дальнейшего распространения. В широко используемых у нас конструктивных системах зданий соединения элементов осуществляется через закладные детали. В плитах, изготавливаемых на длинных стендах методом экструзии, возможности размещения закладных деталей ограничены. Однако для сборно-монолитных зданий плиты без закладных деталей могут найти самое широкое распространение, что и имеет место за рубежом, особенно в скандинавских странах и в США.

Позднее в России появились линии "Партек" (Москва, 17-й завод ЖБК, Санкт-Петербург, Барнаул), что свидетельствует о появлении спроса на такие плиты. Совершенствование конструктивных систем зданий даст толчок к развитию технологии производства плитных изделий.

Опыт показывает также высокую эффективность применения предварительного напряжения в монолитных плитных фундаментных большой протяженности, в безбалочных монолитных перекрытиях, в опорных устройствах и постаментах под тяжелое оборудование, в несущих монолитных конструкциях подземных сооружений, в том числе многоэтажных. Имеются интересные примеры применения предварительного напряжения при реставрации памятников старины.

Исключительно перспективной является идея двух- и трехосного напряжения конструкций. Обширные исследования в этой области были проделаны профессором В.В.Михайловым и его учениками. Этот ученый разработал даже проект башни высотой 2 км, смонтированной из трехосно предварительно напряженных элементов заводского изготовления. Расчетные со-

противления сжатию в стойках башни составляли 150 МПа. Между тем эти конструкции, имеющие спиральную преднапряженную арматуру, были запроектированы из бетона прочностью всего 60 МПа. При реальных их испытаниях напряжения в элементе достигали 300 МПа с сохранением линейной связи между напряжениями и деформациями до напряжений в 150 МПа. На практике эта идея была реализована в объемно-напряженных архитравах гидравлических прессов. В них бетон работал упруго при напряжениях, второе превышающих его кубиковую прочность. Иными словами, предварительное напряжение в трех направлениях позволяет создавать качественно иной железобетон. При этом повышение несущей способности материала достигается конструктивными, а не технологическими приемами.

Предварительное напряжение бетона в конструкции демонстрирует новые возможности и определяет перспективу развития железобетона в качестве материала для возведения современных зданий и сооружений.

Идея применения предварительного напряжения в железобетоне в свое время оказалась настолько плодотворной, что в 1953 г. была основана Международная федерация по предварительно напряженному железобетону — ФИП. Первым ее президентом стал Эжен Фрейссине. За почти полвека своего существования федерация получила значительное развитие. В последнем, XIII конгрессе ФИП в Амстердаме приняли участие более полутора тысяч человек. На этом конгрессе ФИП объединилась с Европейским комитетом по бетону — ЕКБ и теперь называется ЕКБ-ФИП, или короче ФИБ. Ее членами являются национальные ассоциации по железобетону многих стран, в том числе и России. В работе федерации принимают участие десятки стран, что свидетельствует о широкой географии распространения преднапряженного железобетона.

Поступательному развитию преднапряженного железобетона способствует дальнейшее улучшение прочностных и технологических свойств применяемых материалов. Конец XX века ознаменовался разработкой особопрочных бетонов и неметаллической армату-

ры на основе углепластиков, открывающих новые возможности совершенствования конструктивно-технологических решений зданий и сооружений, а также методов предварительного напряжения.

В XXI столетии по всей стране должно развернуться массовое строительство автомобильных дорог, что потребует возведения большого количества мостов малых, средних и больших пролетов. Международный опыт свидетельствует, что автодорожные мосты целесообразно строить из преднапряженного железобетона.

В производстве конструкций для зданий различного назначения следует существенно повысить долю механического натяжения арматуры, расширить выпуск непрерывно армированных и самонапряженных конструкций, увеличить объем возведения зданий с натяжением арматуры в построечных условиях. Имеет смысл больше внимания уделить разработке различных предсамонапряженных железобетонных конструкций, в которых комплексно используются механическое натяжение высокопрочной арматуры и преимущества напрягающего бетона. Для крупных инженерных сооружений следует применять предварительно напряженные железобетонные конструкции с натяжением арматуры на бетон, а в качестве напрягаемой арматуры использовать канаты и высокопрочную стержневую арматуру больших диаметров, производство которых должно быть освоено металлургической промышленностью.

Широкое внедрение преднапряженного железобетона открывает значительные возможности для снижения расхода стали в строительстве. Это может быть достигнуто главным образом за счет уменьшения металлоемкости некоторых железобетонных несущих и ограждающих конструкций, а также в ряде случаев путем замены металлических конструкций железобетонными.

Нет сомнения, что развитие предварительно напряженного железобетона необходимо для дальнейшего совершенствования отечественного капитального строительства. Надо полагать, что в XXI веке этот материал откроет новую страницу в своей истории.

В.Р.ФАЛИКМАН, канд.хим. наук (НИИЖБ); А.Я.ВАЙНЕР, д-р хим. наук, Н.Ф.БАШЛЫКОВ, канд.техн. наук ("ПолимоД")

Новое поколение суперпластификаторов

Принятая международным сообществом в конце 80-х годов и отраженная в ряде руководящих документов международных организаций концепция высококачественных бетонов (High Performance Concrete, HPC) определила основные критерии качества бетона с прогнозируемым сроком службы свыше 100 лет. Появление таких бетонов открыло эру небоскребов с каркасом из монолитного железобетона, железобетонных платформ для добычи нефти на океанических шельфах, большепролетных мостов и тоннелей из преднапряженного железобетона между островами и материалами, подземных "минигородов" и архитектурного железобетона.

Главной, если не определяющей, особенностью приготовления этих бетонов является применение высокоэффективных пластифицирующих добавок, получивших в мировой практике торговое название "суперпластификаторы". Как правило, это специально приготовленные на основе высокомолекулярных поверхностно-активных веществ модификаторы, активно участвующие в процессах гидратации, структурообразования и твердения цементных систем. Появившись в начале 60-х годов, суперпластификаторы уверенно и прочно заняли ведущее место среди широкого ассортимента химических добавок. С середины 70-х годов разработка и исследование бетонов с суперпластификаторами стали одними из главных задач современного бетоноведения.

Основные проблемы при при-

менении традиционных суперпластификаторов на основе полиметиленафталинсульфонатов (СНФ) и сульфонированных меламинформальдегидных смол (СМФ), с которыми столкнулись на практике производственники, были связаны с зависимостью их эффективности от вида и качества цемента, быстрой потерей бетонной смесью подвижности и недостаточной устойчивостью ее к расслоению, высокой чувствительностью к передозировкам, а также определенные ограничения в совместимости этих продуктов с другими добавками, и прежде всего с воздухововлекающими.

Вместе с тем многочисленные работы отечественных и зарубежных исследователей показали, что эффективность различных суперпластификаторов зависит от строения полимерной молекулы, природы, количества, положения и степени ионизации гидрофильных полярных групп, природы мономерных звеньев, олигомерного состава и целого ряда других факторов [1]. Поэтому не случайно, что в момент, когда дальнейшее развитие высоких технологий в строительстве и потребности в создании ультравысокопрочных и особо плотных бетонов сделали актуальной задачу повышения качества суперпластификаторов, специалисты обратились к группе водорастворимых карбоксилатных полимеров, возможности модифицирования которых практически не ограничены. Это позволяло, в свою очередь, рассчитывать на получение принципиально новых продук-

тов, механизм действия которых в цементных системах мог бы направленно изменяться в очень широких пределах.

Водо- и щелочерастворимые карбоксилсодержащие карбоцепные полимеры давно известны и применяются, например, в лакокрасочной промышленности для различных целей. Достаточно упомянуть этерифицированные и амидированные производные сополимеров стирола или алкилвиниловых эфиров с малеиновым ангидридом, омыленные производные сополимеров малеиновой кислоты, полиакрилаты, сополимеры акриловой, метакриловой, итаконовой, малеиновой, фумаровой кислот и т.д. К сожалению, все они оказались достаточно малоэффективными при попытке использования в технологии бетона [2].

В основу молекулярного дизайна при создании высокоэффективных водорастворимых карбоцепных суперпластификаторов была положена такая химическая модификация карбоксилсодержащих полимеров, которая позволяла ввести в эти макромолекулы длинные боковые олигоалкиленоксидные цепи через образование соответствующих сложноэфирных или амидных групп. Для генетического отличия таких новых поликарбоксилатных полимеров был применен термин "гребнеобразные полимеры" [3]. Число оксидных звеньев в боковых олигоалкиленовых группах (обычно это оксиэтиленовые или оксипропиленовые фрагменты) может насчитывать несколько десятков.

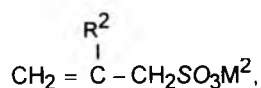
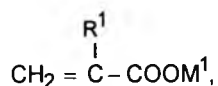
Таблица 1

Наименование суперпластификатора	Изготовитель	Дозировка ¹ , % массы цемента	Водоцементное отношение	Расход цемента, кг/м ³	Объемная масса бетонной смеси, кг/м ³	Содержание воздуха, %	Осадка конуса (см) после выдерживания в течение мин				
							0	30	60	90	120
—	—	—	0,49	350	2380	1,9	3,0	—	—	—	—
C-3	ООО "Уралпласт" (г.Первоуральск)	0,6	0,48	355	2405	2,6	22,5	21,5	15,3	9,0	6,5
Chupol HP-11	Takemoto (Япония)	0,2	0,48	353	2410	2,7	21,5	22,0	20,0	17,0	8,5
Mighty ES 21	Kao Soap Co. (Япония)	0,15	0,48	350	2424	4,3	23,1	21,5	21,5	20,0	18,3
BV-10 (Sokalan)	BASF (Германия)	0,15	0,48	354	2440	3,8	24,4	23,6	23,6	21,2	19,5
Полиэл-2	ЗАО "Полимоде"	0,12	0,48	351	2435	4,1	23,5	22,4	22,4	22,1	19,0

¹ В пересчете на сухое вещество.

В последние годы интенсивные исследования в области химии и технологии поликарбоксилатных суперпластификаторов, а также их применения в бетоне проводятся во многих зарубежных фирмах, список которых весьма внушительен. Достаточно упомянуть BASF (ФРГ), Kao Soap Co. и Takemoto Oil&Fat Co. (Япония), Grace (США), Mapei S.p.A. (Италия) и ряд других компаний.

Несомненными лидерами в разработке новых суперпластификаторов являются японские специалисты [4]. Основная концепция их работы хорошо просматривается в европейской заявке [5], где в качестве диспергирующих агентов предложены тройные карбоксилатные сополимеры, при синтезе которых были использованы мономеры, отвечающие следующим структурным формулам



где R¹, R², R³ и R⁴ — H или CH₃; R⁵ — алкильные группы с 1...3 атомами углерода; M¹

и M² — щелочной или щелочноземельный металл, аммоний или остаток органического амина; n—5...25.

Поскольку, в отличие от известных ранее суперпластификаторов типа СНС и СМС, механизм действия поликарбоксилатов обусловлен не электростатическим отталкиванием, а сильным стерическим затруднением взаимодействия гидратирующихся цементных частиц за счет объемистых боковых цепей адсорбированных на них молекул полимера [5], при синтезе таких продуктов появляется уникальная возможность направленного регулирования свойств добавок-модификаторов.

Следует заметить, что при синтезе поликарбоксилатных суперпластификаторов реальная длина указанных боковых цепей устанавливается в результате компромисса между необходимостью достижения максимально возможной диспергирующей способности полимера и сохранением его растворимости в воде. Последняя, в свою очередь, зависит от таких взаимоисключающих факторов, как природа и содержание в полимерной цепи ионогенных групп, молекулярная масса и химический состав полимера, длина боковых цепей и их химическая природа. На деле в

молекулах известных промышленных поликарбоксилатных суперпластификаторов длина боковых олигоалкиленоксидных цепей не превышает 50 звеньев.

В табл. 1 и 2 приведены результаты проведенных в НИИЖБе и "Полимоде" на отечественных материалах испытаний промышленных образцов суперпластификаторов различных фирм. Для сравнения использовали лабораторные образцы новых продуктов, синтезированных в последнее время, а также хорошо зарекомендовавший себя в отечественной практике суперпластификатор С-3 на основе натриевых солей продуктов конденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида (типа СНС). В испытаниях применяли портландцемент ПЦ500ДО Старооскольского цементного завода, природный песок с M_{кр} = 2,1 и гранитный щебень фракции 5...20 мм. Составы бетонов назначали с учетом требований ГОСТ 30459. Добавки в виде растворов 27...30%-ной концентрации вводили в предварительно перемешанную бетонную смесь. При испытаниях бетонной смеси определяли ее объемную массу, консистенцию по осадке конуса, сохраняемость в течении 2 ч, содержание вовлеченного воз-

Наименование суперпластификатора	Изготовитель	Дозировка ¹ , % массы цемента	Водоцементное отношение	Расход цемента, кг/м ³	Расход цемента, кг/м ³	Прочность на сжатие, МПа					
						Нормальное хранение, сут				Термообработка	
						1	3	7	28	после ТВО	28 сут
—	—	—	0,49	350	16,3	16,3	31,4	35,2	48,4	30,6	45,2
C-3	ООО "Уралпласт" (г.Первоуральск)	0,6	0,48	355	16,5	16,5	32,3	36,0	48,9	31,0	46,2
Chupol HP-11	Takemoto (Япония)	0,2	0,48	353	17,2	17,2	33,1	38,2	49,4	32,5	47,4
Mighty ES 21	Kao Soap Co. (Япония)	0,15	0,48	350	16,4	16,4	31,9	36,4	49,1	30,8	44,4
BV-10 (Sokalan)	BASF (Германия)	0,15	0,48	359	17,2	17,2	33,2	37,1	49,4	30,6	46,3
Полиэл-2	ЗАО "Полиמוד"	0,12	0,48	351	17,1	17,1	32,4	37,4	49,5	32,8	48,1

¹ В пересчете на сухое вещество.

духа. Прочность бетона определяли в возрасте 1, 2, 3, 7 и 28 сут нормального твердения, а в ряде случаев — после пропаривания по стандартному режиму.

Из табл.1 следует, что добавки поликарбоксилатов являются активными суперпластификаторами: увеличение осадки конуса от 3 см (контрольный состав) до 21...24 см наблюдается при их дозировке 0,17...0,22% массы цемента. Бетонная смесь в течение длительного времени находится в пластичном состоянии, ее сохраняемость достигает 1,5...2 ч. Содержание воздуха в бетонной смеси увеличивается незначительно, что подтверждается прямыми определениями и измерением ее объемной массы.

Прочность бетона с добавками (табл.2) в ранние сроки твердения не уступает прочности контрольного бетона, а в возрасте 28 сут даже несколько превосходит последнюю. Добавки на основе поликарбоксилатов не оказали какого-либо отрицательного влияния на твердение бетона в процессе термовлажностной обработки: прочность бетона после пропаривания также не уступает прочности контрольного бетона.

Как следует из полученных результатов, суперпластификаторы

на основе поликарбоксилатов обеспечивают пластификацию бетонной смеси, установленную требованиями ГОСТ 24211 для пластификаторов I группы, при дозировках в 2,7...3,3 раза меньших, чем традиционные суперпластификаторы типа СНФ. Поликарбоксилаты обеспечивают весьма высокую сохраняемость бетонной смеси, что делает их весьма привлекательными для монолитного строительства и при продолжительном транспортировании бетонной смеси. В то же время отсутствие заметного влияния поликарбоксилатов на кинетику твердения в процессе ТВО открывает перспективу их применения в индустрии сборного железобетона.

В настоящее время Внешнеэкономическая ассоциация "Полиמוד" при поддержке Министерства промышленности, науки и технологий Российской Федерации и при участии ряда российских и иностранных фирм реализует крупный международный проект "Карбоцепные суперпластификаторы", основной задачей которого является разработка, освоение производства и внедрение в практику строительства нового поколения высокоэффективных суперпластификаторов бетонных смесей. В ходе работы уже получены и проходят

всестороннюю апробацию несколько типов поликарбоксилатов, не уступающих по своим свойствам лучшим предложениям зарубежных фирм.

Авторы выражают глубокую признательность к.т.н. Ю.В.Сорокину и В.М.Несветаило, инж. Е.Г.Ганиевой и О.Л.Рогинской за помощь в постановке и проведении экспериментальных работ.

Библиографический список

1. Ramachandran V.S. Recent developments in concrete admixture formulations. //Cemento. 1993. Vol. 90. № 1. P.11-24.
2. Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science, and Technology, Second Edition. Ramachandran V.S.; Editor. Park Ridge: Noyes, 1995. — 1153 p.
3. Jeknavorian A.A., Roberts L.R., Jardine L. Et al. Condensed Polyacrylic Acid-Aminated Polyether Polymers as Superplasticizers for Concrete/Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete/ Proceedings of 5th CANMET/ACI International Concrete, Rome, Italy, p.55-82.
4. Kinoshita M., Suzuki T., Soeda K., Nawa T. Properties of Methacrylic Water-Soluble Polymer as Superplasticizer for Ultra High-Strength Concrete/Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete/ Proceedings of 5th CANMET/ACI International Concrete, Rome, Italy, p.143-162.
5. Заявка 331308 ЕРВ. Cement dispersion agents, method of producing same, and method of providing property to hydraulic cement composition using same/Kinoshita M., Shimono T., Yamaguchi S. Et al. — Опыл. 11.08.1993.

О зависимости прочности бетона от водосодержания бетонной смеси

Установление взаимосвязей между составом и строительно-техническими свойствами бетонов — центральная задача бетоноведения. В этом ряду выделяется своей значимостью и на протяжении многих десятилетий привлекает пристальное внимание исследователей соотношение содержания воды в бетонной смеси и прочности бетона. Согласно стехиометрии химических процессов гидратации клинкерных минералов, лишь часть воды затворения (около 20%) связывается в кристаллогидраты. Несвязанная вода остается в затвердевшем бетоне, а ее объем предопределяет его пористость, обуславливая то или иное снижение уровня прочности и других строительно-технических свойств.

К настоящему времени сложился целый массив экспериментальных данных о прочности бетонов различных составов и предложено множество эмпирических формул, связывающих ее величину с параметрами состава [1]. Практически, в многочисленных методах подбора состава бетона широко используется зависимость $R_6 = f(C/B)$ [2]. Эта зависимость в интервале $C/B = 1,3 \dots 2,5$ с достаточной степенью достоверности аппроксимируется прямой вида

$$R_6 = AR_u(C/B - C), \quad (1)$$

где R_6 и R_u — прочность бетона и марка цемента соответственно; A и C — эмпирические коэффициенты ($A = 0,6$, $C = 0,5$).

При $C/B > 2,5$ прямолинейность сохраняется, но уже при других значениях A и C

$$R_6 = A_1 R_u (C/B + C), \quad (2)$$

где $A_1 = 0,5$. Таким образом признается, что зависимость $R_6 = f(C/B)$ в самом общем виде является криволинейной и может быть аппроксимирована прямыми лишь в соответствующих интервалах значений C/B (рис. 1).

К сожалению, в эмпирических

соотношениях причинно-следственная связь между показателями состава, структурой бетона и его прочностью просматривается не достаточно отчетливо. Она сводится в основном к очевидному тезису о том, что прочность снижается с увеличением объема воды, не связываемой в кристаллогидраты минералами портландцемента. Эта связь может быть установлена в полной мере и с достаточной определенностью лишь в рамках структурной теории. Такая возможность открылась после того, как впервые удалось показать, что прочность бетона действительно может рассматриваться как результат сложения сил сцепления твердых частиц, составляющих его структуру [3]. В соответствии с этим экспериментальные (R_6^p) и расчетные значения предела прочности при растяжении (P_c) были связаны следующим соотношением

$$R_6^p \cong P_c = \chi \bar{p}_1, \quad (3)$$

где χ — структурный параметр, характеризующий число контактов между частицами на единицу площади поверхности сечения бетона; $\bar{p}_1$ — средняя величина прочности индивидуального контакта.

С учетом (3), а также соотношения пределов прочности при

растяжении и сжатию в рамках 2-й феноменологической гипотезы прочность бетона при сжатии может быть представлена в виде

$$R_6 = R_6^p / \nu = P_c / \nu = \chi \bar{p}_1 / \nu, \quad (4)$$

где ν — коэффициент поперечной деформации (Пуассона).

Из соотношения (4) следует, что R_6 прямо пропорционально χ . Параметр χ рассчитывается на основании глобулярной модели (рис. 2)

$$\chi = 1/(4r^2n^2), \quad (5)$$

где r — радиус шарообразных частиц в глобулярной модели и n — параметр, характеризующий плотность их упаковки.

С учетом соотношения (5) предел прочности при сжатии может быть представлен в виде

$$R_6 = [\bar{p}_1/(4r^2\nu)]/n^2 \quad (6)$$

Величина $\bar{p}_1$, являющаяся усредненной характеристикой контактных взаимодействий в бетонах, регулируется главным образом составом вяжущего, возрастом и условиями твердения бетона, а также — видом заполнителя; величина r отражает тонкость помола вяжущего

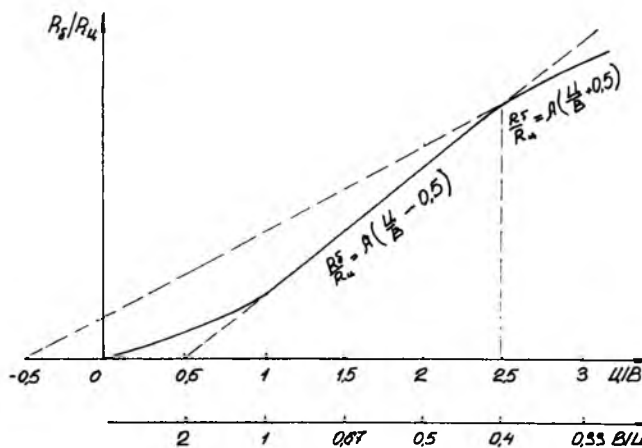


Рис. 1. Экспериментальная зависимость прочности бетона от C/B [2]

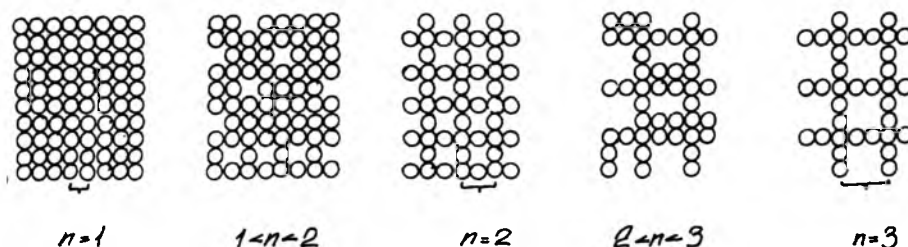


Рис. 2. Схема упаковки равновеликих сферических частиц в одном плоском слое пространственной структуры, пористость которой определяется параметром n [4]

и функционально связана с его удельной поверхностью (S_{yd}) соотношением

$$r = 3/(S_{yd}d_u), \quad (7)$$

где d_u — плотность цемента.

Из этого следует, что в соотношении (6) множитель $\bar{p}_1/(4r^2v)$ для конкретных цемента и заполнителей, возраста и условий твердения бетона является постоянной величиной. Таким образом, в рамках используемой модели прочность бетона в зависимости от содержания воды в бетонной смеси целиком и полностью регулируется параметром $1/n^2$. Глобулярная модель позволяет установить количественную связь между этим параметром и водосодержанием бетонной смеси. Взаимосвязь параметра $1/n^2$ и пористости дисперсной структуры (Π) математический аппарат глобулярной модели представляет в графической форме (рис.3).

Для установления вида функциональной зависимости $R_6 = f(L/B)$ остается связать величины $\Pi/(1-\Pi)$ и

L/B . В предположении, что глобулами являются частицы цемента, а межчастичный объем заполнен водой, получим

$$\Pi = V_B/(V_u + V_B), \quad (8)$$

где V_B и V_u — соответственно объемы воды и цемента в бетонной смеси.

Далее, заменяя объемные показатели на массовые, получим

$$\Pi = B/[d_B(B/d_B + L/d_u)], \quad (9)$$

где d_B — плотность воды.

Решая уравнение (9) относительно L/B , получим

$$L/B = d_u/d_B \cdot [(1-\Pi)/\Pi] \quad (10)$$

Учитывая, что $d_u = 3150 \text{ кг/м}^3$ и $d_B = 1000 \text{ кг/м}^3$, получим

$$L/B = 3,15(1-\Pi)/\Pi \quad (11)$$

Далее, принимая во внимание, что в соответствии с (5) отношение R_6/R_6^0 прямо пропорционально па-

раметру $1/n^2$ (где $R_6 = R_6^0$ при $n = 1$) и трансформируя графическую зависимость $1/n^2 = f[\Pi/(1-\Pi)]$, представленную на рис.3, получим искомую расчетную зависимость $R_6 = f(L/B)$ в графическом выражении (рис.4).

Сразу следует оговорить пределы, в которых полученная зависимость описывает свойства бетона. Прежде необходимо отметить, что функция $R_6 = f(L/B)$ рассчитана в предположении кубической упаковки глобул (частиц цемента), и составы с $L/B > 3,46$ ($B/L < 0,29$) ею не охватываются. Однако при необходимости это может быть без особых затруднений осуществлено путем комбинирования кубической упаковки с более плотными — кубическитетраздральной, тетрагонально-сфероидальной, пирамидальной и тетраэдральной [5]. Существуют ограничения, но уже иной природы, со стороны низких значений L/B (высоких B/L). Соответствующие разбавленные суспензии расслаиваются в результате седиментационных процессов и, как показали экспериментальные исследования объемов осадков, устойчивы и могут рассматриваться с практических позиций системы со значениями $L/B \geq 0,714$ ($B/L \leq 1,4$).

Переходя к анализу представленной на рис.4 расчетной зависимости $R_6 = f(L/B)$, следует отметить, что она близка по форме кривой к аналогичной зависимости, полученной на основе экспериментальных данных (рис.1), и описывает их характерные особенности. В частности, на расчетной кривой так же, как и на экспериментальной, легко выделяются участки, которые при желании могут быть аппроксимированы прямыми вида (1) и (2) с соответствующими значениями A и C (табл.1).

Обычно отмечается, что значения A и C могут колебаться в определенных границах в зависимости от вида заполнителя и других факторов [2]. Не подвергая сомне-

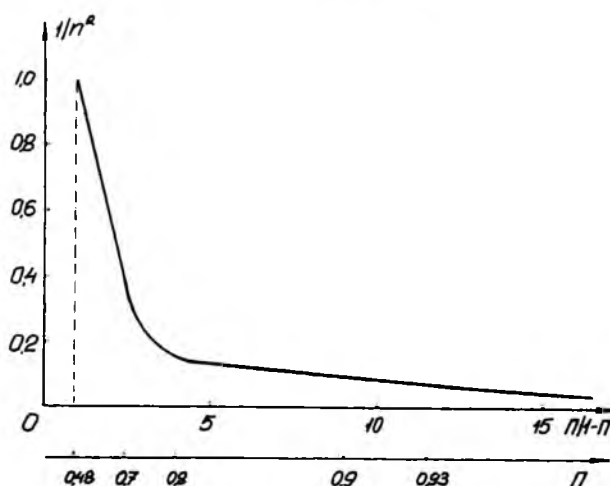
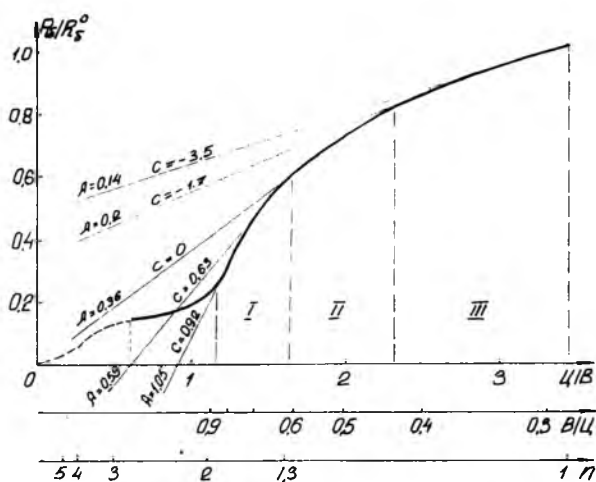


Рис. 3. Зависимость параметра $1/n^2$ от $\Pi/(1-\Pi)$ [5]

Таблица 1

L/B	B/L	A	C
1,08...1,60	0,62...0,82	0,57	0,67
1,60...2,16	0,46...0,62	0,37	0,47
2,16...3,46	0,29...0,46	0,17	-2,7



нию эти утверждения, следует отметить, что значения величин A и C (табл. 1), да и в целом зависимость $R_5 = f(L/B)$, представленная на рис. 4, отражает всего лишь внутреннюю конфигурацию упаковок зерен цемента при различном содержании воды в бетонной смеси [6].

В целом удовлетворительное соответствие экспериментальной и расчетной зависимостей $R_6 = f(C/B)$ (рис. 1 и 4) свидетельствует о том, что глобулярная модель действительно и с достаточной точностью описывает прочностные характеристики бетона. Можно надеяться на то, что полученная расчетная зависимость будет способствовать в дальнейшем уточнению функциональной взаимосвязи между показателями состава бетона и его прочностью. В первую очередь это относится к сравнительно мало изученной области составов со значениями $C/B > 2,5$, а именно к высокопрочным бетонам с применением суперпластификаторов, в том числе на основе вяжущих низкой водопотребности [7].

В качестве первого примера

применения глобулярной модели к анализу прочности рассмотрим соотношение ее значений для бетонов на основе обычного портландцемента и ВНВ-100 (табл.2).

Из представленных в табл.2 данных следует, что соотношение рассчитанных на основе модели и определенных экспериментально значений прочности бетона с применением ВНВ и обычного портландцемента в первом приближении соответствуют друг другу. Это соответствие делает обоснованной попытку прогноза предельно высоких значений прочности бетона, которые в принципе могут быть достигнуты на основе традиционной технологии. Получение таких бетонов возможно при обеспечении плотнейших упаковок зерен цемента после процесса формования. В рамках глобулярной модели, состоящей из равновеликих шарообразных частиц, плотнейшие упаковки отвечают значениям $P = 26\%$. При этом показатель $(1/n^2)_{\text{эфф}} = 3,5 \dots 4,0$ [5]. Этим параметрам глобулярной модели соответствует бетон с $B/C \cong 11\%$. Если

такие бетоны будут получены в дальнейшем, то на основании данных, вытекающих из глобулярной модели, их прочность в 3,5...4 раза должна превзойти прочность уже полученных бетонов на ВНВ и составит 350...400 МПа. При условии, что предельно низкое водосодержание будет сочетаться с дополнительным увеличением тонины помола вяжущего, например, до значений $S_{уд} \sim 10^3 \text{ м}^2/\text{кг}$, прочность такого гипотетического бетона будет еще выше и составит 1000...1500 МПа (разумеется, при применении заполнителей соответствующей прочности и если другие факторы также будут способствовать этому).

Наряду с решением задач утилитарного характера модельные исследования такого рода должны стимулировать прогресс в развитии структурной теории прочности бетона. В связи с этим следует отметить, что структурные теории прочности в их классическом виде устанавливают зависимость ее величины от показателей статичной (зафиксированной во времени) структуры — например, теория Гриффитса и ее усовершенствования [8]. Между тем бетоноведение в целом и соотношения типа $R_6 = f(L/B)$ в частности рассматривают прежде всего связь свойств затвердевшего бетона от соотношения ингредиентов бетонной смеси. При этом в неявном виде игнорируется то, что эти состояния дисперсной системы отделены друг от друга кардинальными изменениями механических (реологических) свойств в результате процессов гидратационного структурообразования. Это несоответствие в определенной мере преодолевается теорией прочности дисперсных структур, жестко дифференцирующей структурные характеристики на

Таблица 2

Вяжущее	Бетон ($\rho = 375 \text{ кг/м}^3$)							Параметры бетона в терминах глобулярной модели				
	$S_{уд}, \text{ м}^2/\text{кг}$	ОК, см	В/Ц	Ц/В	$R_6/R_6^{отн}(\text{МПа/-})$ в возрасте, сут			$r, \text{ мкм по ф-ле (7)}$	$1/4r^2 \cdot 10^{-11}, \text{ м}^{-2}$	$1/n^2$	$\chi \cdot 10^{-11}, \text{ м}^{-2}, \text{ по ф-ле (5)}$	расч. $R_6^{отн}$
					1	3	28					
Портландцемент	370	2	0,52	1,93	4,7/1	14,7/1	36,9/1	2,58	0,374	0,71	0,264	1
ВНВ-100	510	1	0,32	3,13	21,3/ 4,7	55,4/ 3,8	72,8/ 2,0	1,88	0,710	0,96	0,68	2,58

геометрические и силовые. Первые, обусловленные внутренней конфигурацией системы и формализованные величиной χ , в целом сохраняются при переходе от бетонной смеси к бетону. При этом вторые, представленные величиной p_1 , претерпевают принципиальные, качественные изменения, увеличиваясь на несколько десятичных порядков: от $10^{-9} \dots 10^{-8}$ до 10^{-4} Н и более, тем самым аккумулируя всю совокупность радикальных изменений механических (реологических) свойств системы [3]. Стабильность геометрических параметров на стадиях смеси, затвердевшего и зрелого

бетона, выражающаяся в относительном постоянстве значений χ , обеспечивает преемственность при качественном изменении ее свойств в результате затвердевания и в конечном счете обуславливает причинно-следственную связь между составом бетонной смеси и строительно-техническими свойствами бетона.

Библиографический список

1. Шестоперов С.В. Технология бетона. М., Высшая школа, 1977, 432 с.
2. Баженов Ю.М. Технология бетона. М., Высшая школа, 1978, 455 с.
3. Юсупов Р.К. Проблемы физико-

химического бетоноведения//Бетон и железобетон. — 2000. — № 2. — с. 2–4.

4. Шукин Е.Д. О некоторых задачах физико-химической теории прочности тонкодисперсных пористых тел — катализаторов и сорбентов//Кинетика и катализ. — 1965. — 6, 4. — с.641–650.

5. Амелина Е.А., Шукин Е.Д. Изучение некоторых закономерностей формирования контактов в пористых дисперсных структурах//Коллоидн. ж. — 1970. — 32, 6. — с. 795–800.

6. Дересевич Г. Механика зернистой среды. Сб. "Проблемы механики". Под ред. Драдена Х. и Кармана Т.М., ил. 1961, 3.

7. Батратов В.Г. Модифицированные бетоны. М., АО "Астра семь", 1998, 768 с.

8. Разрушение; под ред. Г.Либовица, т.2. Математические основы теории разрушения, "Мир", 1975, 763 с.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Б.С.РАСТОРГУЕВ, д-р техн. наук, проф., В.В.ПАВЛИНОВ, инж. (МГСУ)

Метод расчета железобетонных элементов на надежность при циклическом режиме нагружения

При циклическом режиме нагружения достижение предельных состояний (отказов) конструкций связано с постепенным накоплением повреждений вследствие различных факторов, обуславливающих накопление остаточных деформаций элементов (кривизна, продольные деформации). Циклические нагружения осуществляются при ограниченных уровнях нагружений (не более 0,5..0,6), когда в арматуре пластические деформации не возникают, но остаточные деформации в элементе могут возрасти вследствие уменьшения сил сцепления арматуры с бетоном.

Предполагается, что из расчета элемента для каждого k -го цикла нагружений определены максимальные осевая деформация $\varepsilon_0(k)$ и кривизна $\chi(k)$. Максимальная деформация бетона сжатой зоны равна $\varepsilon_b(k) = \varepsilon_0(k) + \chi(k)z$. (1)

Согласно опытным данным [1], после каждого цикла нагружения сжатого бетона возникают приращения остаточных деформаций, которые представляются случайной функцией от номера цикла $\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}$. Случайный характер остаточных деформаций проявляется и при детерминированном процессе нагружения. Полная остаточная деформация в сжатом бетоне является случайной функцией

$$\tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) = \sum_{k=1}^n \Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k) \quad (2)$$

с математическим ожиданием и дисперсией

$$\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) = \sum_{k=1}^n \Delta \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k) \quad (3)$$

$$S^2[\varepsilon_{res}^{(b)}(n)] = \sum_{k=1}^n S^2[\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)], \quad (4)$$

где корреляционная функция приращений остаточных деформаций не учитывается.

В результате обработки данных испытаний, часть которых изложена в работе [1], получено, что процесс циклического деформирования бетона может быть разделен на два этапа. На первом этапе, при $k \leq N_{st}$, функция $\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)$ нестационарна. На втором этапе, т.е. при $k > N_{st}$, происходит стабилизация приращений деформаций, и процесс деформирования является стационарным, т.е. среднее значение $\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}$ и дисперсия $S^2[\Delta \varepsilon_{res}^{(b)}]$ не зависят от номера цикла k . Математическое ожидание $\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)}$ и дисперсия $S^2[\Delta \varepsilon_{res}^{(b)}]$ определяются по эмпирическим зависимостям

$$\Delta \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st} = \frac{\Delta \tilde{\varepsilon}_{res}^{(b)st}}{\bar{\varepsilon}_{bR}} = \frac{7.32 \cdot 10^{-3}}{0.75 - \bar{\Theta}_{res}^{(b)st}} - 9.48 \cdot 10^{-3}, \quad (5)$$

$$S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st}] = 7.054 \times 10^{-5} (\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st})^2 + 1273 \times 10^{-6} \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st}, \quad (6)$$

где $\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st} = \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k = N_{st}) / \bar{\varepsilon}_{bR}$ - уровень накопленной остаточной деформации до стабилизации приращений деформаций, $\bar{\varepsilon}_{bR}$ - средняя предельная деформация на восходящей ветви.

Формулы (5) и (6) справедливы при полных разгрузках, при $\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st} < 0,75$. При $\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)st} \geq 0,75$ происходит прогрессирующее разрушение [1].

В случае неполной разгрузки, зависимости (5) и (6) умножаются на $(1 - \bar{\rho}_c)$, где коэффициент асимметрии цикла нагружения принят в зависимости от средних деформаций начала и конца цикла нагружения

$$\bar{\rho}_c = \frac{\bar{\varepsilon}_{(b)}^{min}}{\bar{\varepsilon}_{(b)}^{max}}. \quad (7)$$

В этом случае вычисления функций (3) и (4) упрощаются

$$\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) = \sum_{k=1}^{\bar{N}_{st}} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k) + (n - \bar{N}_{st}) \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}; \quad (8)$$

$$S^2[\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n)] = \sum_{k=1}^{\bar{N}_{st}} S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)] + (n - \bar{N}_{st})^2 S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)]. \quad (9)$$

Количество циклов до стабилизации определяется по формуле

$$\bar{N}_{st} = \left[1253 - 400\eta^{2.5} + 1094[\ln(\eta)]^2 - \frac{852}{\eta} \right] (1 - \bar{\rho}_c), \quad (10)$$

при $\eta > 0,4$. При $\eta \leq 0,4$ принимаем $\bar{N}_{st} = 3$. Уровень нагружения в напряжениях определяется как отношение $\eta = \sigma_{max}^{(b)} / \bar{R}_c$.

В сжато - растянутом сечении возникают также остаточные деформации в бетоне и арматуре растянутой зоны

$$\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(n) = \sum_{k=1}^n \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(k); \quad (11)$$

$$\bar{\varepsilon}_{res}^{(s)}(n) = \sum_{k=1}^n \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(s)}(k). \quad (12)$$

Приращения деформаций определяются с использованием гипотезы плоских сечений. После каждого цикла приращения остаточных деформаций будут равны:

в растянутом бетоне до образования трещин

$$\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(k) = \frac{h-x}{x} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k) = \frac{h/h_0 - \xi}{\xi} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k);$$

в растянутой арматуре

$$\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(s)}(k) = \frac{h_0-x}{x} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k) = \frac{1-\xi}{\xi} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k),$$

где x , $\xi = x/h_0$ - соответствующие высота и относительная высота сжатой зоны.

Математические ожидания и дисперсии приращений деформаций определяются по формулам

$$\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(k) = a_{bt} \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k), \quad (13)$$

$$S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(k)] = a_{bt}^2 S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)], \text{ где } a_{bt} = \frac{h/h_0 - \xi}{\xi};$$

$$\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(s)}(k) = a_s \Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k), \quad (14)$$

$$S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(s)}(k)] = a_s^2 S^2[\Delta\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(k)], \text{ где } a_s = \frac{1-\xi}{\xi}.$$

Статистики полных остаточных деформаций в растянутом бетоне и арматуре находятся по формулам, аналогичным (8), (9).

При наличии только математического ожидания и дисперсии случайной величины, для расчета надежности обычно применяют нормальное или логнормальное распределения.

Рассмотрим сжато - растянутое сечение сжато - изогнутого элемента, находящегося под действием, в общем случае, постоянных, длительных и циклических нагрузок. Деформации бетона сжатой зоны, бетона растянутой зоны (до образования трещин) и в растянутой арматуре от случайных постоянных и длительных нагрузок обозначены соответственно $\bar{\varepsilon}_{bt}$, $\bar{\varepsilon}_{btl}$, $\bar{\varepsilon}_{sl}$. Считаются известными плотности распределения $p_{\varepsilon_{bt}}$, $p_{\varepsilon_{btl}}$, $p_{\varepsilon_{sl}}$. Предельные деформации бетона при сжатии и растяжении также являются случайными величинами $\bar{\varepsilon}_{bu}$, $\bar{\varepsilon}_{bul}$ с плотностями распределения $p_{\varepsilon_{bu}}$ и $p_{\varepsilon_{bul}}$. Условия отсутствия разрушения бетона сжатой зоны после n циклов имеют вид

$$\bar{\varepsilon}_{bt} + \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) \leq \bar{\varepsilon}_{bu}, \text{ или } \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) \leq \bar{\varepsilon}_{bu} - \bar{\varepsilon}_{bt}. \quad (15)$$

Обозначим функцию распределения остаточной деформации сжатого бетона после n циклов деформирования

$$F[\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(\varepsilon_b, n)] = P[\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(n) \leq \varepsilon_b].$$

Тогда, согласно (15), вероятность отсутствия разрушения бетона сжатой зоны после n циклов будет равна

$$R_b(n) = \int_0^{\infty} F[\bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(u, n)] p_u(u) du, \quad (16)$$

$$\text{где } u = \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{bt}, \quad p_u(u) = \int_0^{\infty} p_{\varepsilon_{bu}}(u + \varepsilon_{bt}) p_{\varepsilon_{bt}}(\varepsilon_{bt}) d\varepsilon_{bt}.$$

Здесь в качестве n принимается наибольшее число циклов. Если эта величина случайная и вероятность осуществления n циклов деформирования равна $P(n)$, то полная надежность элемента по сжатой зоне определяется по формуле

$$R_b = \sum_{n=1}^{\infty} R_b(n) P(n). \quad (17)$$

Аналогично получаем зависимости для остальных характеристик элемента.

Надежность элемента по образованию трещин

$$R_{bt} = \sum_{n=1}^{\infty} R_{bt}(n) P(n), \quad (18)$$

$$\text{где } R_{bt}(n) = \int_0^{\infty} F[\bar{\varepsilon}_{res}^{(bt)}(u, n)] p_u(u) du, \quad u = \varepsilon_{bul} - \varepsilon_{btl},$$

$$p_u(u) = \int_0^{\infty} p_{\varepsilon_{bul}}(u + \varepsilon_{btl}) p_{\varepsilon_{btl}}(\varepsilon_{btl}) d\varepsilon_{btl}.$$

Рассмотрим надежность элемента по раскрытию трещин. Если от постоянной и длительной нагрузок

произошло образование и раскрытие трещин шириной $\tilde{a}_{crc,j}$, то условие допустимого раскрытия трещин после n циклов имеет вид

$$\tilde{a}_{crc,j} + \tilde{a}_{crc}^{(res)}(n) \leq [a_{crc}]. \quad (19)$$

Используя формулу (144) СНиП [3], получаем зависимости

$$\tilde{a}_{crc,j} = \tilde{a}_{ol} \tilde{\varepsilon}_{sl}, \quad \tilde{a}_{crc}^{(res)}(n) = \tilde{a}_o \tilde{\varepsilon}_{res}^{(s)}(n),$$

для которых предполагаются известными

$$P_{a_{crc,j}}(a_{crc,j}) = P_{a_o}(a_o) P_{\varepsilon_s}(\varepsilon_s), \quad P_{a_o}(a_o),$$

Функция распределения ширины раскрытия трещины

$$F_{a_{crc}^{(res)}(n)}(b, n) = P[a_{crc}^{(res)}(n) \leq b] = \\ = \int_{-\infty}^{\infty} P_{a_o}(a_o) da_o \int_{-\infty}^{b/a_o} P_{\varepsilon_s}(\varepsilon_s, n) d\varepsilon_s = \int_{-\infty}^{\infty} F_{\varepsilon_s}^{(s)}(b/a_o, n) P_{a_o}(a_o) da_o$$

Плотность распределения $P_{\varepsilon_s}^{(s)}$ определяется в зависимости от величин $\tilde{\varepsilon}_{res}^{(s)}(n)$ и $S^2[\varepsilon_s^{(s)}(n)]$.

Вероятность условия (19) для любого n равна

$$R_a(n) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{a_{crc}^{(res)}(n)}([a_{crc}] - a_{crc,j}, n) P_{a_{crc,j}}(a_{crc,j}) da_{crc,j}. \quad (20)$$

Полная надежность элемента по раскрытию трещин равна

$$R_a = \sum_{n=1}^{\infty} R_a(n) P(n). \quad (21)$$

Если $a_{crc,j} = 0$, то получим

$$R_a(n) = F_{a_{crc}^{(res)}(n)}([a_{crc}], n). \quad (22)$$

При определении вероятности обеспечения пригодности элемента к нормальной эксплуатации по деформациям, исходя из зависимости $f = \varphi_m l^2 \chi$ при $f = [f]$, где $[f]$ - предельно допустимый прогиб, находится допустимая кривизна $[\chi]$. Из условия ограничения кривизны $\tilde{\chi} < [\chi]$ определяется вероятность обеспечения допустимой кривизны (прогиба).

Кривизна определяется, используя гипотезу плоских сечений, согласно зависимости $\tilde{\chi} = \frac{\tilde{\varepsilon}_{bm} + \tilde{\varepsilon}_{sm}}{h_o}$.

Преобразуем данную зависимость в виде

$$\tilde{\chi} = \frac{\tilde{\varepsilon}_{bm} + \frac{1-\xi}{\xi} \tilde{\varepsilon}_{bm}}{h_o} = \frac{1}{\xi h_o} \tilde{\varepsilon}_{bm}. \quad (23)$$

Приращение кривизны под действием циклической нагрузки определяется из выражения

$$\Delta \tilde{\chi} = \frac{1}{\xi h_o} \Delta \tilde{\varepsilon}_{bm} = \frac{1}{\xi h_o} \Delta \varepsilon_{res}^{(b)}(n). \quad (24)$$

Полная кривизна

$$\tilde{\chi} = \tilde{\chi}_l + \Delta \tilde{\chi} = \frac{1}{\xi h_o} \varepsilon_{res}^{(b)}(u, n). \quad (25)$$

Ее средняя величина и дисперсия

$$\bar{\chi} = \frac{1}{\xi h_o} \bar{\varepsilon}_{res}^{(b)}(u, n), \quad (26)$$

$$S^2[\chi] = \frac{1}{\xi h_o} S^2[\varepsilon_{res}^{(b)}(u, n)]. \quad (27)$$

Надежность по кривизне (прогибам) определяется по формуле

$$R_{\chi}(n) = R_f(n) = \int_0^{\infty} F_{\chi}([\chi] - \chi_l, n) d\chi_l = \int_0^{\infty} F_f([f] - f_l, n) df_l. \quad (28)$$

Рассмотрим пример расчета типовой преднапряженной ребристой плиты типа П1 многоэтажного промышленного здания. Размеры плиты составляют: ширина 1.5м, пролет 6м. Высота сечения плиты $h = 400$ мм. Нормативная постоянная нагрузка с учетом омоноличивания швов $g = 5,4$ кН/м. Длительная составляющая временной нормативной нагрузки составит $v_{o1} = 22,5$ кН/м. Кратковременная нагрузка от подвижного транспорта считается сосредоточенной и приложенной в середине пролета плиты. Ее нормативное значение составит $P_{кр} = 60$ кН. Материал плиты принимаем: бетон класса В20, арматура 2 Ø 28 класса А-IV.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки составляет:

$$\text{от постоянной нагрузки} \quad M_g = 24,37 \text{ кН}\times\text{м};$$

$$\text{от длительной временной} \quad M_{дл} = 101,25 \text{ кН}\times\text{м};$$

$$\text{от кратковременной} \quad M_p = 90 \text{ кН}\times\text{м}.$$

От полной нормативной нагрузки момент равен

$$M = 215,6 \text{ кН}\times\text{м}.$$

От длительной нагрузки момент равен

$$M_{дл} = 125,6 \text{ кН}\times\text{м}.$$

Усилие преднапряжения с учетом всех потерь составит $P_2 = 308$ кН.

Исходя из соображения, что длительный уровень нагрузки является нижним уровнем нагружения, принимаем, что коэффициент асимметрии цикла нагружения равен $\bar{\rho}_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{bm}^{дл.}}{\varepsilon_{bm}^{полн.}} = 0,725$, при полной

нагрузке.

Средние деформации в крайнем волокне сжатой зоны бетона $\bar{\varepsilon}_{bm}$ и в растянутой арматуре $\bar{\varepsilon}_{sm}$ определяются по формулам (261) и (262) из [2].

Относительная высота сжатой зоны определяется исходя из закона плоских сечений по формуле

$$\xi = \frac{\bar{\varepsilon}_{bm}}{\bar{\varepsilon}_{bm} + \bar{\varepsilon}_{sm}}.$$

Предельные деформации при сжатии приняты равными $\bar{\varepsilon}_{bR} = 1,651 \times 10^{-3}$, $\bar{\varepsilon}_{bu} = 4,231 \times 10^{-3}$.

При вычислениях считаем, что уровень полной нормативной нагрузки является перегрузкой, и поэтому расчет на циклические нагрузки ведем от некоторой доли $\eta_{полн}$ полной нагрузки. Определяем вероятности допустимого раскрытия трещин $R_d(N)$, при $[a_{crc}] = 0,3$ мм и вероятности допустимого прогиба $R_f(N)$, при $[f] = l/200$. Прогиб определяем через кривизну χ по приближенной зависимости $f = 0,1 l^2 \chi$.

Результаты расчетов приведены в таблице.

$\eta_{полн.}$					
0,6		0,8		0,6	
N , циклы	$R_a(N)$	N , циклы	$R_a(N)$	N , циклы	$R_f(N)$
1000	1	100	1	100	0,999
1500	0,999	1000	0,889	200	0,994
2000	0,993	1500	0,786	500	0,892
5000	0,835	5000	0,565	1000	0,727
10000	0,677	10000	0,511	5000	0,518

Как видно из таблицы, надежность 0,95 по раскрытию трещин обеспечивается при $\eta_{полн.}=0,6$ при $N \leq 3000$; при $\eta_{полн.}=0,8$ при $N \leq 500$.

Соответствующая надежность по прогибам обеспечивается при $\eta_{полн.}=0,6$ при $N \leq 350$. Расчеты показали, что предельные состояния II-й группы достигаются при различном числе циклов, что необходимо учитывать при проектировании.

Библиографический список

- 1.Павлинов В.В. Условия стабилизации остаточных деформаций бетона при малоцикловых нагружениях. // Бетон и железобетон. - 1999. - №6. - с.23-26;
- 2.Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов (к СНиП 2.03.01-84), Часть II, М., 1988.;
- 3.СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.М.,1985.

М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация АО)

О некоторых неточностях реализации методики СНиП расчета нормальных сечений железобетонных конструкций

В НПКТБ "ОПТИМИЗАЦИЯ" разработана программа для ЭВМ "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН". Она позволяет проводить любые расчеты, предусмотренные СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" и состоят из следующих разделов: Бетонные элементы, Преднапряжение, Нормальные сечения, Наклонные сечения, Пространственные сечения, Конструкции при местных нагрузках, Закладные детали и соединения, Трещины, Деформации. Программа сертифицирована Госстроем России (сертификат соответствия № РОСС RU.СП11.Н00043).

В проектных, научно-исследовательских и учебных организациях для расчета железобетонных конструкций часто используют ЭВМ-программы и Пособия [1, 2, 3]. Однако в некоторых случаях заложенные там подходы расчета нормальных сечений оказываются неточными и могут привести к ошибкам. Это было обнаружено в результате специального исследо-

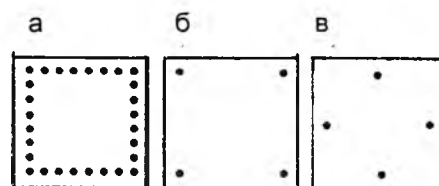
вания, выполненного на основе разработанной программы. В данной статье на конкретных примерах расчета нормальных сечений проиллюстрированы выявленные неточности и даны практические рекомендации по их устранению.

Многие широко применяемые ЭВМ-программы используют "размазывание арматуры": при подборе дискретную арматуру заменяют непрерывно распределенной по линиям центров тяжести стержней вдоль граней сечений. В СНиП нет указаний, позволяющих применять этот прием. Пособие [1] допускает "размазывать арматуру" только для прямоугольных сечений с симметричным армированием, рассчитываемых на внецентренное сжатие или косое внецентренное сжатие по формулам (117), (118) или с помощью графиков черт. 42. Покажем, что в общем случае при несоблюдении указанных ограничений могут возникать серьезные ошибки.

Рассмотрим железобетонную

колонну квадратного сечения размером 400х400 мм. Бетон тяжелый естественного твердения класса В15, арматура класса А-III. Колонна работает на косое внецентренное сжатие с усилиями от постоянных и длительных нагрузок $N = 1200$ кН, $M_x = M_y = 78$ кНм. Кратковременные нагрузки непродолжительного действия отсутствуют. Рассмотрим три варианта армирования (см.рисунок). В каждом из них расстояние от центра тяжести сечения стержней до ближайшей грани бетонного сечения равно 50 мм.

Вариант 1. Двадцать восемь стержней $\varnothing 16$ А-III расположены равномерно по контуру сечения.



Схемы армирования элемента

а, б, в — варианты соответственно 1, 2, 3

№ варианта	Моменты, кНм, при расчетной длине элемента			
	10 м		13 м	
	действующий	воспринимаемый	действующий	воспринимаемый
1	580.34	580.47	1436.98	580.47
2	524.53	592.53	736.25	592.53
3	505.87	292.37	—	—

Вариант 2. По углам расположены 4 стержня, площадь сечения каждого из которых равна площади сечения 7 стержней Ø16 А-III.

Вариант 3. В центре каждой стороны у грани расположены 4 стержня, площадь сечения каждого из которых равна площади сечения 7 стержней Ø16 А-III.

Представленные варианты имитируют следующую ситуацию. В результате расчета при замене дискретной арматуры непрерывной получена площадь арматуры, равная площади сечения 28 стержней Ø16 А-III (вариант 1). При конструировании эту арматуру располагают либо по углам сечения (вариант 2), либо в центре каждой стороны (вариант 3). Суммарная площадь сечения арматуры во всех вариантах одинакова. Прочность элемента была проверена с помощью программы "ОМ СНИП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" при расчетной длине элемента 10 и 13 м. Результаты представлены в таблице.

Как видно из ее данных, даже при одинаковой площади сечения арматуры результаты существенно зависят от схемы расположения стержней. При расчетной длине 10 м в вариантах 1, 2, 3 отношение действующего и воспринимаемого моментов равно соответственно 1; 0,88; 1,73. При расчетной длине 13 м действующий момент в варианте 1 почти в два раза больше, чем в варианте 2; в варианте 3 критическая сила оказалась меньше действующей продольной силы, и несущая способность не обеспечена.

Полученные результаты легко объяснить физически. При расположении арматуры в углах (вариант 2) и в центре граней (вариант 3) моменты инерции относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения параллельно граням, оказываются соответственно

больше и меньше, чем при распределенной арматуре. Поэтому, по сравнению с расчетом при распределенной арматуре, расчеты с арматурой, расположенной в углах и центре граней, идут соответственно в запас и не в запас прочности.

Аналогичный результат получен и при подборе сечения арматуры в элементе с расчетной длиной 10 м. При расположении стержней, принятом в вариантах 1, 2, 3, общая требуемая площадь сечения арматуры составляет соответственно 5631, 4668, 8296 мм². Разница весьма существенна.

Таким образом, при замене распределенной арматуры (вариант 1) дискретной с той же площадью поперечного сечения несущая способность либо обеспечена со значительным перерасходом металла (вариант 2), либо не обеспечена (вариант 3).

На практике расчеты часто выполняют по образцу примеров, приведенных в Пособиях [1, 2, 3]. Ниже приведено описание тех из примеров, в которых с помощью разработанной программы были выявлены неточности и ошибки. В остальных случаях результаты в [1, 2, 3] и по программе оказались близкими. Описание приведено в порядке номеров примеров вне зависимости от серьезности выявленных неточностей и ошибок.

Пример 32 [1]. В Пособии для $\delta_{e,min}$ использована формула

$$\delta_{e,min} = 0,5 + 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b.$$

Согласно формуле (22) СНИП, перед вторым членом правой части формулы должен стоять знак минус.

Пример 33 [1]. В Пособии при определении момента, воспринимаемого сечением (расчет в плоскости изгиба), допущена

ошибка в вычислениях: величина

$$19 \times 200 \times 228 \times (1421 - \frac{228}{2}) + 19 \times$$

$$\times 86000 \times (1421 - \frac{215}{2}) + 365 \times 5630 \times$$

$\times (1421 - 79)$ равна 6036×10^6 Нмм, а не 5847×10^6 Нмм, как получено в Пособии.

Пример 37 [1]. В Пособии общая площадь подобранной арматуры составляет 3042 мм², а по программе 2536 мм². Расхождение объясняется тем, что в Пособии расчет ведут приближенно по графикам, а в программе более точно — по общему случаю.

Пример 40 [1]. В Пособии не проверено требование СНИП, согласно которому должны лежать на одной прямой точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и равнодействующей сжимающих усилий во всей арматуре. Между тем при положении границы сжатой зоны, полученной в Пособии, расстояние от точки приложения внешней продольной силы до прямой, соединяющей точки приложения сжимающих усилий в бетоне и равнодействующей сжимающих усилий во всей арматуре, составляет 9 мм. Программа нашла положение границы сжатой зоны, при котором выполняются условия равенства нулю суммы проекций всех усилий на продольную ось, и указанное расстояние равно 0,1 мм.

Пример 1 [2]. Момент инерции приведенного сечения равен не 3599×10^5 мм⁴, как указано в Пособии, а 4223×10^5 мм⁴. Вследствие этого значения σ_b , σ_g , σ_{br}/R_{br} , полученные по программе, оказались меньше, чем в Пособии.

Пример 18 [2]. При расчетной длине из плоскости изгиба 14,6 м (такой же, как в плоскости изгиба) элемент теряет устойчивость. В Пособии расчет из плоскости изгиба не проводится.

Пример 20 [2]. В Пособии допущены следующие ошибки:

1) Для определения эксцентриситета продольной силы обжатия относительно растянутой арматуры использована формула:

$$e = h_0 - a'_p + \frac{M}{N_p}. \text{ Величина } \frac{M}{N_p}$$

представляет собой эксцентриситет силы обжатия относительно центра тяжести сечения. Чтобы найти эксцентриситет этой силы относительно растянутой арматуры,

нужно к величине $\frac{M}{N_p}$ прибавить не $h_0 - a'_p$, а расстояние от центра тяжести сечения до растянутой арматуры.

2) Согласно п. 1.21 СНиП, в расчете необходимо учитывать случайный эксцентриситет. В Пособии это не сделано.

Пример 22 [2]. В Пособии допущены следующие неточности:

1) Прочность бетона класса В25 при $\gamma_{b2} = 1,1$ равна 15,95 МПа, а не 19 МПа, как принято в Пособии.

2) В условиях задачи не указан действующий момент 69 кНм, использованный при определении момента M_e .

3) Не ясно, что значит утверждение, что продольная "сила приложена за пределами расстояния между арматурой S и S', поскольку арматура S' отсутствует.

Пример 27 [2]. В Пособии допущены следующие ошибки:

1) Характеристики приведенного сечения, заданные в условиях расчета, не соответствуют действительности. Вместо $A_{rtd} = 339100 \text{ мм}^2$, $I_{red} = 85850 \times 10^6 \text{ мм}^4$, $y_0 = 728 \text{ мм}$ необходимо было принять: $A_{rtd} = 380455 \text{ мм}^2$, $I_{red} = 9964 \times 10^6 \text{ мм}^4$, $y_0 = 682 \text{ мм}$. Эти величины получены по результатам вычислений в соответствии с геометрическими характеристиками на черт.37.

2) При определении момента инерции приведенного сечения I_{red} (с. 183) допущена ошибка в вычислениях; $I_{red} = 120429 \times 10^6 \text{ мм}^4$, а не $78820 \times 10^6 \text{ мм}^4$, как получено в Пособии.

3) В расчете получено расстояние от центра тяжести сечения до растянутой арматуры 728 мм, а на черт. 37 это расстояние указано до нижней грани сечения; в условиях расчета дано, что установлена преднапрягаемая сжатая арматура класса А-IV, а на черт. 37 эта же арматура показана как ненапрягаемая класса А-III.

Пример 3.1 [3]. В Пособии не введен коэффициент условий работы $\gamma_{b9} = 0,9$ к расчетному сопро-

тивлению бетона для бетонных конструкций (поз. 9 табл.15 СНиП).

Пример 3.6 [3]. В Пособии допущена ошибка: установленной растянутой арматуры с помощью поперечного сечения 1964 мм^2 недостаточно для восприятия действующего момента. Необходима дополнительная площадь сечения растянутой арматуры 1064 мм^2 .

Пример 3.7 [3]. В Пособии принята спиральная арматура $\varnothing 8A-II$. Такую арматуру не прокатывают.

Выводы

1. В общем случае при расчете нормальных сечений железобетонных конструкций нельзя заменять дискретную арматуру непрерывной: это может привести к значительным ошибкам. Наиболее опасными являются случаи, в которых при непрерывной арматуре конструкция по расчету якобы обладает необходимой несущей способностью, а в действительности при дискретной арматуре не удовлетворяет требованиям СНиП по прочности. Многие организации используют ЭВМ-программы, которые вначале определяют усилия, а затем проводят подбор сечений непрерывной арматуры. Представляется, что полученный результат можно считать только предварительным. В характерных и наиболее ответственных местах следует провести проверки установленной дискретной арматуры с учетом реального расположения стержней. Так поступают в ряде проектных организаций (например, в Московских отделениях институтов Промстройпроект и Теплоэлектрпроект). Указанные проверки можно проводить по программе "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН".

2. Результаты решения задач большинства примеров по программе оказались близкими к полученным в Пособиях [1, 2, 3]. Однако в ряде случаев, представленных в статье, расхождения были весьма существенными. Это вызвано следующими неточностями и ошибками, допущенными в Пособиях:

— ошибками вычислений (примеры 33 в [1], 1 и 27 в [2]);

— ошибками в формулах (примеры 32 в [1], 20 в [2]);

— неправильным использованием коэффициентов условий работы (примеры 22 в [2], 3.1 в [3];

— использованием несуществующего материала (пример 3.7 в [3]);

— ошибками принципиального характера (примеры 37 и 40 в [1], 18, 20 в [2], 3.6 в [3]).

Таким образом, из-за сложности расчета и многочисленности условий даже квалифицированным специалистам (авторам Пособий) не всегда удается в полном объеме учесть все требования СНиП. Эту задачу в автоматизированном режиме без всяких усилий со стороны пользователя решает программа "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН".

За дополнительной информацией, демонстрационной версией и по вопросам приобретения программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ АО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс: (095) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net.

Библиографический список

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1986, с. 192.

2. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84), часть I/ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1988, с. 187.

3. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Справочное пособие. — Киев, "Будивельный", 1990, с. 543.

Расчет железобетонного каркаса, усиленного стенками жесткости

Железобетонный каркас многоэтажного здания, который может иметь как шарнирные примыкания ригелей к колоннам, так и рамные (жесткие) узлы соединения, зачастую усиливается стенками жесткости. Эти стенки располагаются или на каждом этаже в одном и том же пролете каркасного поперечника (монотонная система диафрагм) или с пропусками на некоторых этажах (немонотонная несущая система). Расчет связевых каркасов монотонного типа при проектировании не вызывает затруднений [1,2].

Расчет прочности отдельных стенок как элементов заполнения каркаса может выполняться на ЭВМ по известным стандартным программам (например, "Супер-76", "Лира-СМ", "Прокруст", АПР-5 и др.). Несмотря на то, что представление о работе заполнения каркаса как сжатого подкоса стало уже традиционным [3], тем не менее обобщенные прочностные и деформативные параметры этой модели для железобетонных стенок получены относительно недавно [4]. В связи с этим для расчета немонотонной несущей системы (НС) в целом программ на ЭВМ пока еще не существует. Экспериментально поведение железобетонного каркаса с пропусками стенок на части этажей на крупномасштабных железобетонных моделях изучалось в КиевЗНИИЭПе [5]. До последнего времени практическая методика расчета каркаса, усиленного в отдельных местах стенками жесткости, отсутствовала. Такая методика рассмотрена в статье на основании [6].

Немонотонное расположение стенок жесткости создает широкие возможности для улучшения архитектурно-планировочных решений в административных зданиях. Большинство таких зданий имеет высоту, не превышающую 30-40 м, и для них архитектурные требования имеют приоритет перед технико-экономическими [2]. Однако НС позволяет достичь при этом также технической и экономической эффективности, что связано с возможностью оптимального расположения стенок в каркасе.

Экономичность решений для НС определяется следующими обстоятельствами. В малоэтажных зданиях (до 4-5 этажей) изгибающие моменты от ветровых нагрузок в основании несущей системы относительно невелики и соизмеримы с суммарной несущей способностью колонн здания на изгиб. Поэтому при использовании шарнирных соединений ригелей с колоннами возникает задача привлечь к совместной работе с колоннами необходимое ограниченное число стенок жесткости. Напряженно-деформированное состояние верхней зоны каркаса многоэтажного здания и аналогичного по высоте малоэтажного каркаса близки по уровню силового воздействия, поэтому применение немонотонной системы стенок жесткости для

многоэтажных зданий также оказывается целесообразным. Аналогичные цели могут достигаться и в рамном каркасе с жесткими узлами.

Рассмотрим простейшую модель несущей системы каркаса, усиленного стенками жесткости. Стенка работает как деформируемый сжатый подкос и в расчетной схеме имеет шарнирные примыкания к колоннам (рис.1). Подкос связывает верхний и нижний диски перекрытий, которые принимаются недеформируемыми в своей плоскости и аппроксимируются несжимаемыми шарнирными стерженьками. "Пучок" колонн для блока здания, в несущую систему которого входит рассматриваемая стенка жесткости, имеет суммарную изгибную жесткость B .

Усилие в подкосе создает горизонтальные равные и противоположно направленные реакции в дисках $(X_k)_o$ и $(X_k)_u$, где k - номер этажа, на котором установлена стенка, а индексы "о" и "u" относятся к верхнему и нижнему примыкающим дискам перекрытий. Вертикальные реакции от усилия в подкосе передаются

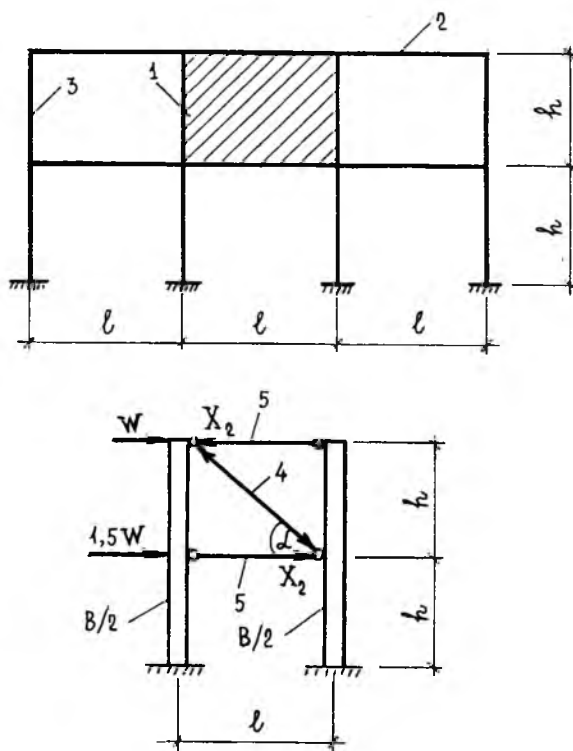


Рис. 1. Схема двухэтажного каркасного здания, усиленного стенкой жесткости (1) в среднем пролете (а) и основная расчетная схема (б)

2 — ригель; 3 — колонна; 4 — деформируемый сжатый подкос; 5 — недеформируемые шарнирные стерженьки в уровне дисков перекрытий

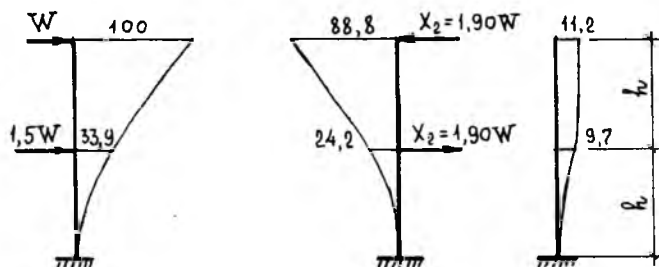


Рис. 2. Схема статической работы двухэтажного каркаса, усиленного стенкой жесткости (прогибы даны в условных единицах)

а — эпюра прогибов в "пучке" колонн от действия ветровых нагрузок; б — то же, от действия реакций X_2 в смежных дисках перекрытий; в — суммарная эпюра прогибов в несущей системе здания

на те колонны, к которым непосредственно примыкает стенка.

Принципиальную работу стенки жесткости покажем на примере двухэтажного каркасного здания по рис.1,а. Отдельно взятый консольный столб "пучка" колонн, нагруженный горизонтальными ветровыми "силами", деформируется так, как показано на рис.2,а. Реактивные усилия X_2 , возникающие от взаимодействия со стенкой жесткости в дисках на уровне перекрытий над вторым и первым этажами, деформируют консольный столб по рис.2,б. Суммарный прогиб верха здания оказывается весьма малым, при этом жесткость каркаса возрастает примерно в 9 раз (рис.2,в). Отметим, что в случае четырехэтажного каркаса со стенками на втором и четвертом этажах указанная жесткость возрастает до 30 раз.

Следует заметить, что стенки жесткости используются не только в вертикальных устоях (каркасных поперечниках), но также как элементы усиления каркаса, расположенного по периметру стен высотных зданий в случае оболочковой несущей системы. При этом также применяется методика расчета на основе сжатого подкоса [7].

Основной проблемой при расчете НС является вычисление горизонтальных прогибов при действии ветровых нагрузок. Деформативность раскосной связи, имитирующей работу железобетонной стенки жесткости, определяется следующим образом. Экспериментальные исследования [8] показали, что жесткость и прочность ячейки каркаса с заполнением зависят от относительной жесткости колонн и заполнения и практически не зависят от жесткости ригелей. Эффективная ширина подкоса w на основании статистической обработки результатов опытов и сопоставления этих результатов с результатами расчетов, выполненных методом конечного элемента, определяется из нелинейного соотношения [4]

$$\frac{w}{h^* \cos \alpha} = \frac{0,86}{\sqrt{\lambda h}}, \quad (1)$$

где h^* — высота стенки жесткости, α — угол наклона сжатого подкоса к горизонту, h — высота этажа. Величина

$w/h^* \cos \alpha$ принимается не более 0,45, потому что даже при очень жестких колоннах и тонкой стенке это отношение имеет верхний предел.

Эффективность взаимодействия элементов каркаса и стенки жесткости зависит от безразмерного параметра λh , при этом λ равна [8]

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{E_w t_w \sin 2\alpha}{4 E_c I_c h}}, \quad (2)$$

где E_w , E_c — соответственно модули упругости бетона стенки и колонны, t_w — толщина стенки жесткости, I_c — момент инерции бетонного сечения колонны.

Усилие в подкосе (см. рис.1,б) равно $X_k/\cos \alpha$, а сечение этого подкоса $A_w = w t_w$. Проекция взаимного продольного смещения концов подкоса на горизонталь Δf_k равна $\Delta f_k = X_k l / \cos \alpha E_w A_w$ (3), где l — расстояние между осями колонн, которые скрепляются стенкой. Разность горизонтальных прогибов в уровне верха стенки $(f_k)_o$ и ее низа $(f_k)_u$ из условия совместности деформаций равна величине Δf_k :

$$(f_k)_o - (f_k)_u = \Delta f_k. \quad (4)$$

Если в немонокотонной системе установлена по высоте одна стенка, то неизвестное усилие X_k определяется по (4). При нескольких стенках соответствующие усилия X определяются из системы зависимостей (4), число которых равно числу стенок и числу неизвестных реакций в дисках. Если стенки расположены на смежных этажах, то суммарная реакция в диске, расположенном на стыке этих этажей, равна сумме соответствующих реакций $(X_k)_u$ и $(X_{k-1})_o$.

Нетрудоемкость расчетов в соответствии с (4) определяется простотой вычислений прогибов f_{ij} методом сил в вертикальной консольной балке постоянного сечения в уровне перекрытия над i -ым этажом от единичной горизонтальной силы, действующей в уровне перекрытия над j -ым этажом

$$f_{ij} = k_{ij} (h^3/B), \quad (5)$$

где h — высота этажа (принимается, что высота этажей одинаковая), B — суммарная изгибная жесткость "пучка" колонн рассматриваемого блока здания (при этом учитывается кратковременная ползучесть бетона в соответствии со СНиП 2.03.01-84), $k_{ij} = i^2(3j-i)/6$ (при $i \leq j$) (6). Если $i > j$, то величину коэффициента k_{ij} следует определять с использованием теоремы о взаимности перемещений: $k_{ij} = k_{ji}$, где k_{ji} определяется по (6) с заменой i на j и j на i .

Прогибы по (6) вычисляются для колонн, в которых не образовались нормальные трещины. Если трещины появляются, то вычисления прогибов проводятся по известным правилам строительной механики с использованием соответствующих жесткостей.

После вычисления реакций в дисках перекрытий, скрепляемых стенкой жесткости, окончательные прогибы f в уровне верха здания определяются с использованием коэффициента нелинейности η : $\bar{f} = \eta f$ (7), где f — прогиб без учета геометрической нелинейности, $\eta = 1/(1-G/P_{cr})$ (8), G — нормативный вес рассматриваемого блока здания, P_{cr} — критическая нагрузка для несущей системы этого

блока, $P_{cr} = \pi^2 B_{eq} / \gamma (4H^2)$ (9), $P = \sum P_i$ - сумма всех продольных сил P_i , приложенных в уровне перекрытий; B_{eq} - изгибная жесткость консольного стержня постоянного сечения с высотой несущей системы (здания) H .

Величина B_{eq} равна $B_{eq} = H^3 / 3f''$ (10), где f'' - прогиб НС в уровне верха под действием единичной горизонтальной силы, приложенной в этом уровне (при этом используются изгибные жесткости колонн, соответствующие действительным горизонтальным и вертикальным нормативным нагрузкам на несущую систему).

В формуле (9) γ - коэффициент приведения произвольной системы продольных сжимающих сил к одной продольной силе, приложенной в уровне верха эквивалентного по устойчивости консольного стержня с постоянной изгибной жесткостью B_{eq} . $\gamma = \sum \alpha_i \beta_i^2$ (11), где $\alpha_i = P_i / P$; $\beta_i = d_i / H$, d_i - расстояние произвольной силы P_i от низа стержня; суммирование производится по всем силам P_i .

Следует отметить, что податливость стенки жесткости в соответствии с [4] получена в условиях эксперимента, когда стенка с колоннами и ригелями не имела никаких закреплений и, более того, по периметру стенки был специально устроен зазор. Результаты опытов показали, что толщина этого зазора практически не влияет на податливость стенки при действии горизонтальных нагрузок, потому что взаимодействие стенки и каркаса связано исключительно с зоной контактных давлений в местах верха и низа сжатого подкоса расчетной модели. При этом эпюра контактных давлений является нелинейной, а длина этой зоны изменяется с изменением нагрузки. Это обстоятельство затрудняет создание программы расчета на ЭВМ немоноотной несущей системы, которая позволяла бы оценивать напряженно-деформированное состояние на произвольной стадии нагружения.

Податливость дисков перекрытий в своей плоскости в предлагаемой расчетной модели не учтена по следующим причинам. Во-первых, этой податливостью можно пренебречь по сравнению с податливостью относительно гибких колонн. Во-вторых, экспериментальными исследованиями ЦНИИСКА [6] установлено, что даже в случае практически безмоментных соединений ригелей с колоннами обеспечивается их некоторая жесткость при действии горизонтальных нагрузок, которая повышает надежность расчетной модели. В-третьих, в каркасном здании всегда имеется некоторое количество ненесущих перегородок, которые повышают жесткость каркаса, хотя это обстоятельство в расчете не учитывается.

В эксперименте КиевЗНИИЭПа [5] железобетонная пятаярусная модель двухпролетного каркасного поперечника по серии 1.020-1 в масштабе 1:4 загружалась горизонтальными нагрузками так, как показано на рис.3,а ($W = 0,4$ кН). Общая высота модели 4,2 м; высота первого яруса 0,92 м, остальных - 0,82 м; толщина стенки жесткости 35 мм; высота ригельной части стенки 112 мм; сечение стоек 75 x 75 мм, расстояние между осями стоек 1,5 м. Марка бетона стоек

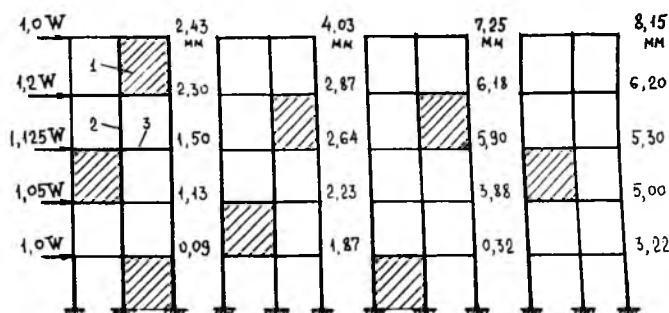


Рис. 3. Схемы испытаний (а-г) каркасных поперечников в КиевЗНИИЭП (в уровне перекрытий указаны горизонтальные прогибы в мм)

1 — стенка жесткости; 2 — стойка; 3 — ригель

чем в 1,5 раза меньше прогиба модели с тремя аналогичными участками (см. рис.3,б). При двух двухэтажных участках прогиб верха модели больше, чем при двухэтажном и одноэтажном участках (см. рис.3, г и в). Следует отметить, что испытания моделей проводились со стойками, которые уже имели нормальные трещины после проведения опытов на пространственных моделях длиной 1,5 x 4 = 6,0 м с поэтажным расположением стенок.

Вычислим на основании предлагаемой методики прогиб верха f_s плоской модели по рис.3,б с учетом изгибных жесткостей стоек, полученных из эксперимента. По расчету $f_s = 3,71$ мм, из опыта $f_s = 4,03$ мм (расхождение 7,9 %).

Отметим, что результаты расчета монотонной системы диафрагм, когда влияние поперечных сил на горизонтальные прогибы существенно, и расчета этой же системы на основе нелинейной модели деформируемого сжатого подкоса оказываются близкими. Например, для двухэтажного трехпролетного каркасного здания с сеткой колонн 6x6 м, высотой этажа 3,3 м с расположением стенок жесткости толщиной 14 см на первом и втором этажах одного и того же крайнего пролета разница в указанных прогибах составляет всего 12,9%. При этом прогиб для диафрагменного столба получен в М300, ригелей и стенки - М200. Стойки заделывались в металлические башмаки, которые болтами крепились к поддону основания. Стыки стенок со стойками заполнялись цементным раствором, а соединения стенок жесткости со стойками осуществлялись посредством приварки металлических пластин к закладным изделиям. Шов между стенкой и примыкающим снизу ригелем заполнялся цементным раствором.

Испытания моделей отдельных каркасных поперечников в КиевЗНИИЭПе (см. рис.3) показали, что прогибы в уровне верха и низа ярусов, скрепляемых стенкой жесткости, близки по величине и, таким образом, деформативность каркаса определяется в основном деформативностью "неперевязанных" по высоте участков колонн. Так, прогиб верха модели по рис.3,а, содержащей два этажных "неперевязанных" участка колонн, более

соответствии с "Указаниями по расчету прочности, устойчивости и деформативности зданий с диафрагмами жесткости" (вып. 0-4 серии 1.020-1/83).

Вывод

Предложена практическая методика расчета железобетонного каркаса, усиленного стенками жесткости, на основе нелинейной модели деформируемого сжатого подкоса.

Библиографический список

1. Рекомендации по расчету каркасно-панельных общественных зданий с применением ЭВМ/ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. - М.: Стройиздат, 1986. - 80 с.
2. Дыховичный Ю.А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности. - М.: Стройиздат, 1970. - 248 с.
3. Поляков С.В. Каменная кладка в каркасных

зданиях. (Исследование прочности и жесткости каменного заполнения). - М.: Госстройиздат, 1956. - 188 с.

4. Liauw T.-C., Kwan K.-H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames // Computers and structures. - 1984. - V.18, №3. - P.551-660.

5. Акуленко М.М., Гавришко М.П. К вопросу определения жесткости при сдвиге вертикальных диафрагм жесткости каркасных зданий// Сб. научн. трудов/ КиевЗНИИЭП. - Киев, 1983. - Эффективные конструкции гражданских зданий. - С.51-56.

6. Карабанов Б.В. Новые конструктивные решения несущей системы каркасно-панельных зданий и нелинейные методы их расчета: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. - М., 1998. - 41 с.

7. 780 Third Avenue. The first highrise diagonally braced concrete structure //Concrete Intern.: Design and Construction. - 1985. - V.7, №2. - P.53-56.

8. Smith B.S. Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multystorey infilled frames // Building Science. - 1967. - V.2, №3. - P.247-257.

ЭКОНОМИЯ РЕСУРСОВ

К.А.ОЛЕХНОВИЧ, д-р техн. наук, проф., В.В.ФРОЛОВ, инж. (Полтавский государственный технический ун-т им.Ю.Кондратюка)

Возможности снижения металлоемкости виброплощадок различной грузоподъемности

В странах СНГ к началу перестройки функционировало более 6000 различных предприятий сборного железобетона. Необходимость восстановления их производственной мощности в ближайшем десятилетии потребует значительных материальных затрат. Следует изыскивать резервы их уменьшения. По-видимому, основным формирующим оборудованием на заводах и полигонах останутся виброплощадки различной грузоподъемности. Снижение их металлоемкости — один из резервов уменьшения материальных затрат на модернизацию формовочных постов этих предприятий.

Известны примеры удачного использования в отечественном машиностроении статически нагруженных узлов из железобетона

[1, 2]. Однако эти тенденции, по-видимому, в силу некоторой косности разработчиков пока не получили должного распространения во многих других приемлемых вариантах. В случае применения железобетона в динамически нагруженных узлах вибрационных машин, на наш взгляд, также могут быть достигнуты полезные результаты.

Ниже рассматриваются возможности замены подвижных металлических рам виброплощадок типа ВПГ большой грузоподъемности железобетонными конструкциями без снижения потребительских качеств этих вибрационных машин.

В современных условиях хозяйствования для предприятий сборного железобетона, намеревающихся модернизировать формовочные посты, приобретение не-

скольких десятков тонн металлопроката заметно отразится на их финансовом состоянии. Использование для этих целей нескольких кубометров железобетона будет менее болезненным для производства. Кроме того, подвижные железобетонные рамы обеспечат благоприятные условия по уровню производственного шума, снизив его до допустимых санитарно-гигиенических норм без дополнительных защитных мероприятий.

Исходя из возможно минимальных материальных и трудовых затрат, представляются два пути реализации этой идеи.

Первое решение заключается в том, чтобы в качестве подвижных рам виброплощадок использовать типовые железобетонные конструкции плитного типа подходя-

щих габаритных размеров. Весьма разнообразная номенклатура этих изделий с отработанной технологией их массового изготовления облегчает их выбор для указанных целей. В этом случае до укладки бетонной смеси в соответствующую металлическую форму с откидными бортами наряду с элементами армирования помещаются специальные закладные детали, которые после обетонирования будут служить базой для присоединяемых к ним вибровозбудителей, упругих опор, строповочных петель и других унифицированных узлов виброплощадок рамного типа. При наличии готового комплекта этих узлов и возможности термообработки бетона виброплощадка может быть собрана или смонтирована на формовочном посту через 2–3 сут после начала формования ее подвижной рамы.

Такое решение, с точки зрения экономии металла и долговечности виброустройства, будет вполне уместно, если названные закладные детали имеют рациональную конструкцию и естественно размещаются в полостях используемой формы, а надежное крепление к ним унифицированных узлов не вызывает каких-либо затруднений. Армирование типового железобетонного изделия следует предусмотреть, исходя из предположения, что все динамические нагрузки должны полностью восприниматься непосредственно арматурой, а бетон изделия служит только для ее консолидации.

Такой подход оправдан на первых этапах исследования и внедрения опытно-промышленных образцов новых вибромашин, поскольку снимает проблему изучения характера сцепления арматуры с бетоном при динамических нагрузках, трещиностойкости бетона в этих условиях, последствий его усадки, ползучести и прочих недостаточно изученных явлений при динамическом нагружении.

На рис.1 представлена схема виброплощадки ВПГ грузоподъемностью 20 т с железобетонной рамой, выполненной на базе типового ребристого настила покрытий размером в плане 3х12 м. Обнадеживающий опыт внедрения виброплощадок с железобетонными

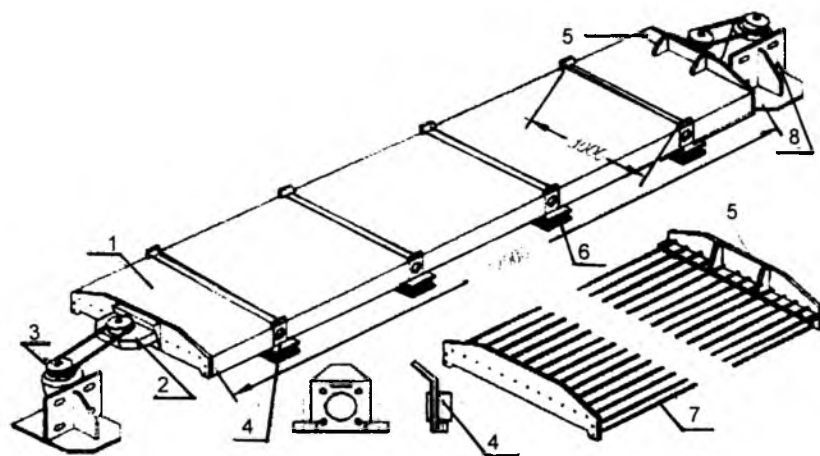


Рис. 1. Схема виброплощадки ВПГ-3х12 ЖБ с железобетонной рамой (защитные кожухи над виброприводами не показаны)

1 — подвижная рама; 2 — механические дебалансные вибровозбудители круговых колебаний с наклонными валами, использующие эффект самосинхронизации; 3 — приводные электродвигатели мощностью по 11 кВт; 4 — закладные детали для присоединения упругих опор; 5 — закладные детали — торцевые диафрагмы для крепления вибровозбудителей и концов стержневой арматуры; 6 — упругие резинометаллические опоры; 7 — рабочая арматура; 8 — подмоторные рамы

рамами в П.О. “Днепроэнергостройиндустрия” (г.Светловодск) в 1972 г. позволяет надеяться на успешное использование этого более совершенного опытно-промышленного образца.

Отсутствие надлежащей формы для изготовления подходящего железобетонного изделия применительно к намеченному типоразмеру виброплощадки может быть компенсировано другим техническим решением. Оно заключается в использовании бетонозаполненной подвижной рамы, которая может быть выполнена любых габаритов в плане.

Такая подвижная рама, представляющая собой сталебетонную конструкцию, вначале собирается

как форма, включающая обвязку из двух продольных швеллеров и двух торцевых диафрагм. Снизу закрепляется внахлест нужное по ширине количество продольных полос из стального профилированного настила, между гребнями которых размещаются арматурные стержни, жестко прикрепляемые к торцевым диафрагмам. Поперечная жесткость обеспечивается 4–5 швеллерами, прикрепляемыми полками вверх к продольным швеллерам обвязки. Эти поперечные швеллеры должны иметь посадочные отверстия для крепления упругих резинометаллических опор. Поперечные упоры, выполненные из отрезков швеллеров, крепятся к стенкам продольных

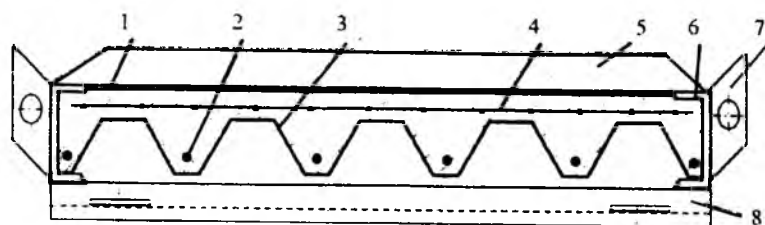


Рис. 2. Поперечный разрез бетонозаполненной подвижной рамы виброплощадки

1 — поперечные планки из полосовой стали, предотвращающие истирание бетонной поверхности; 2 — стержневая арматура; 3 — продольный лист профилированного настила; 4 — арматурная сетка; 5 — торцевые диафрагмы для крепления вибровозбудителя и концов арматуры; 6 — продольные швеллеры; 7 — поперечные упоры — строповочные петли; 8 — нижние поперечные швеллеры с посадочными отверстиями для присоединения упругих опор

Показатели	Виброплощадка размером, м						Малогабаритная виброплощадка размером 0,8х1,8 м	
	1,8х6,6		3х6		3х12		металлическая ВПМ-1	бетонно-заполненная
	металлическая ВПГ-2М	бетонно-заполненная	металлическая ВПГ-6Н	железобетонная	металлическая ВПГ-24М	железобетонная		
Грузоподъемность, т	10	10	15	15	20	20	1,0	1,0
Масса металла, включая арматуру и закладные детали, кг	3380	681	4615	1200	6700	1800	225	115
Экономия металла, %		80		74		73		49
Объем бетона, м ³		0,9		1,32		2,65		0,07
Общая масса подвижной рамы, кг	3380	3113,5	4615	4600	6700	8180	225	275

швеллеров обвязки. Между поперечными упорами сверху рамы укрепляются стальные полосы, дополнительно обеспечивающие поперечную жесткость конструкции и одновременно предохраняющие от истирания ее рабочую поверхность. Поперечные упоры являются также строповочными петлями.

Полученная конструкция представляет собой емкость, готовую для заполнения бетонной смесью, уплотняемой на виброплощадке или с помощью ручных вибраторов. После термообработки бетона получается готовая подвижная рама виброплощадки (рис.2). Прикрепление к ней вибровозбудителей и упругих опор преобразует ее в виброплощадку рамного типа с

относительно небольшим расходом металла и достаточной жесткостью подвижной рамы.

Впервые осуществленный таким способом опытно-промышленный образец размером подвижной рамы 0,9х2,1 м подтвердил ожидаемые потребительские качества виброплощадки с бетононаполненной подвижной рамой, в том числе малозумность ее работы (рис.3).

Методика расчетов сталебетонных элементов, включающих профильный настил, на статическую нагрузку разработана в Полтавском государственном техническом университете [3]. Испытания опытно-промышленных образцов позволяют оценить возможность

восприятия динамической нагрузки бетонозаполнительными рамами и уточнить методы их расчета на жесткость и долговечность.

В таблице, на основании рабочих чертежей, приведены сравнительные расходы материалов на изготовление металлических, железобетонных и бетононаполненных подвижных рам виброплощадок типа ВПГ различных габаритов в плане. Представленные в таблице данные позволяют сделать вывод о реальной возможности экономии металла за счет использования железобетона. Предварительные экономические расчеты показывают, что сроки окупаемости таких виброформовочных машин не превышают двух лет.

Предлагаемые технические решения вполне доступны для осуществления силами предприятий сборного железобетона и требуют небольших материальных и трудовых затрат для их реализации.

Более подробную информацию можно получить по адресу: Украина, 314601, Полтава, пр.Первомайский, 24, ПолтГТУ, КБ "Вибротехника".

Библиографический список

1. Дрыга А.И. Железобетон в машиностроении. Из-во "Донбасс", Донецк, 1967, 71 с.
2. Дрыга А.И., Бабаш В.Г., Пуеус А.И., Большаков М.М. Железобетонные детали машин. М. Машиностроение, 1967, 211 с.
3. Козырь И.В. Розрахунок монолітних залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу//Проблеми теорії практики залізобетону. Збірник наукових статей, — Полтава, 1997. — С.236–239.

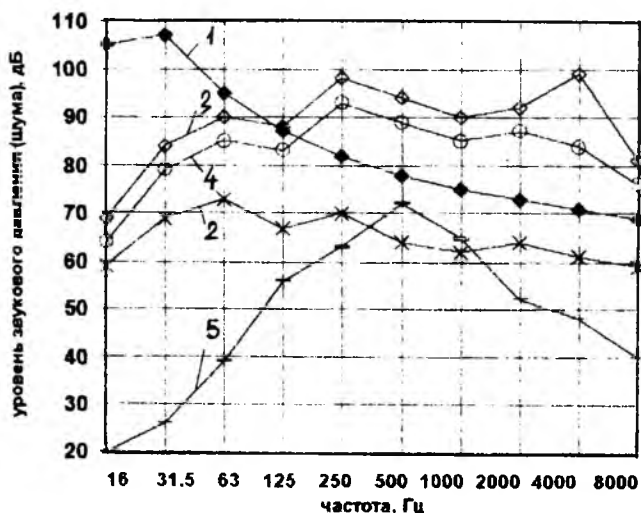


Рис. 3. Сравнение характеристик звукового давления малогабаритных виброплощадок типа ВПГ (размером 0,9х2,1 м)

1 — нормативные уровни звукового давления на рабочем месте по ГОСТ 12.01.003-92; 2 — уровни звукового давления площадки с бетононаполненной рамой; 3 — уровни звукового давления площадки с металлической рамой; 4 — уровни звукового давления площадки с металлической рамой (на холостом ходу); 5 — уровни звукового давления площадки с бетононаполненной рамой (на холостом ходу)

Физико-химическая механика — основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона

Проблемы и трудности, с которыми сталкивается дальнейшее развитие строительного материаловедения в нашей стране, бывшее в течение десятилетий по преимуществу экспериментальной наукой, вызвали новый интерес к фундаментальным основам знаний о бетоне [1, 2]. Эти основы нельзя представить без физико-химической механики — новой пограничной или комплексной науки, интенсивно развивавшейся школой акад. П.А.Ребиндера начиная с 50-х годов XX века. Ее основные результаты применительно к дисперсным системам и структурам изложены в [3, 4]. Физико-химическая механика является реализацией системного подхода к изучаемым явлениям и процессам. Исключительно удачное и точное название новой области знания как бы свидетельствует о том, что явления в природе существуют в единой целостности, и их деление, например, на химические, физические, механические, если речь не идет об элементарном явлении или акте, условно и диктуется удобством изучения их отдельных сторон, сложившейся системой наук, а также образованием и квалификацией исследователя. Собственно, на принципах объединения наук была в свое время построена и физическая химия, являющаяся синтезом двух различных областей знания. П.А.Ребиндером был сделан дальнейший крупный и неочевидный шаг в этом направлении.

Бетон, с позиций физико-химической механики дисперсных структур, может быть охарактеризован как коагуляционно-кристаллизационная капиллярно-пористая иерархическая конгломератная (композитная) структура твердения; он является, по-видимому, самым сложным строительным

материалом. Идущие в бетоне в течение десятилетий процессы гидратации цемента, его реакция на изменение условий внешней среды (ее состава, температуры и влажности), происходящие в нем одновременно конструктивные и деструктивные процессы придают бетону некоторое формальное сходство с живым организмом.

Значительной сложностью и многоступенчатостью отличаются и процессы коррозионного разрушения бетона и железобетона. Физико-химическая механика как весьма общая научная концепция делает возможной различную трактовку процессов разрушения бетона как при воздействии силовых, так и коррозионных факторов [1, 2]. При этом акцент делается на ту или иную сторону вопроса, и рассматриваются различные элементы структуры бетона, чаще всего цементный камень. Проблема заключается в том, чтобы с позиций физико-химической механики установить влияние на коррозионные процессы всех составляющих бетона, поскольку эксперименты свидетельствуют о том, что влияние на стойкость оказывают все компоненты его структуры.

Введем представление о структуре железобетона и бетона, являющееся иерархической характеристикой их строения (табл.1).

Наиболее частой причиной коррозии бетона является возникновение в его поровой структуре твердых или гидравлических расширяющихся комплексов, как правило, образующихся в результате фазовых переходов внутрипоровой субстанции; они создают внутрипоровое давление, передающееся на стенки пор и капилляров, т.е. на кристаллический сросток. К этому общему случаю относятся разрушение при замораживании бетона, насыщенного водой или соевыми растворами, сульфатная, сульфат-алюминатная, гипсовая и магниевая коррозия, коррозия в результате взаимодействия щелочей цемента с кремнеземом заполнителя, повреждение конструкций, контактирующих с засоленными грунтами и вообще коррозия в условиях капиллярного подсоса, коррозия при действии многих органических сред, разрушение в условиях сухого и жаркого климата, когда в структуре возникает отрицательное давление и др.

Все эти многочисленные и раз-

Таблица 1

Уровни	Система (структурные уровни)	Компоненты	
		деформируемые (пористые)	условно недеформируемые
1	Железобетон	бетон	стальная арматура
2	Бетон	цементно-песчаный раствор	крупный заполнитель
3	Цементно-песчаный раствор	цементный камень	мелкий заполнитель
4	Цементный камень	гидратированная масса	глинчатые реликты
5	Гидратированная масса	кристаллитический сросток	отдельные кристаллы и кристаллогидраты, образующие "стенки пор"

нообразные виды коррозии бетона традиционно рассматриваются как проявление особых, индивидуальных случаев коррозионного процесса. Изучение их обычно ведется в позиций химии или физической химии. Не отрицая специфических черт, присущих каждому из этих случаев коррозии, можно утверждать, что подход к ним с позиций физико-химической механики позволяет разработать обобщенную схему воздействия этих сред на бетон.

Силы, вызывающие твердофазовое (кристаллическое) или гидравлическое давление на стенки пор и капилляров, приводят к расширению кристаллического сростка гидратированной массы (или к его сокращению, если, например, это силы капиллярного сжатия). Кристаллический сросток находится в единой связной структуре бетона, и его деформации как бы передаются с уровня на уровень, т.е. последовательно с 5 уровня на 1-й (см.табл.1). В связи с тем, что на каждом уровне находятся плотные компоненты, не испытывающие собственных деформаций, о которых идет речь, деформации системы при переходе с уровня на уровень затухают, т.е. их значение постепенно уменьшается (см.далее табл.2, где показаны экспериментальные и расчетные свободные деформации компонентов железобетона при коррозионном (морозном) воздействии).

Табл.1 иллюстрирует модельную непрерывную связь между уровнями, так как каждый пористый компонент вышележащего уровня является системой соседнего нижележащего уровня (рис.1). Это позволяет создать расчетную модель для последовательного вычисления собственных деформаций компонентов на любом структурном уровне, если известны объемные соотношения между компонентами и их коэффициенты деформаций. Эта модель, проверенная экспериментально, записывается в следующем виде

$$\varepsilon_k = \frac{\varepsilon_1 V_1 + \varepsilon_2 V_2}{V_1 + V_2}, \quad (1)$$

где ε_k , ε_1 и ε_2 — относительные деформации конгломерата (системы), а также свободные деформации матрицы и включений на каждом структурном уровне, соответствен-

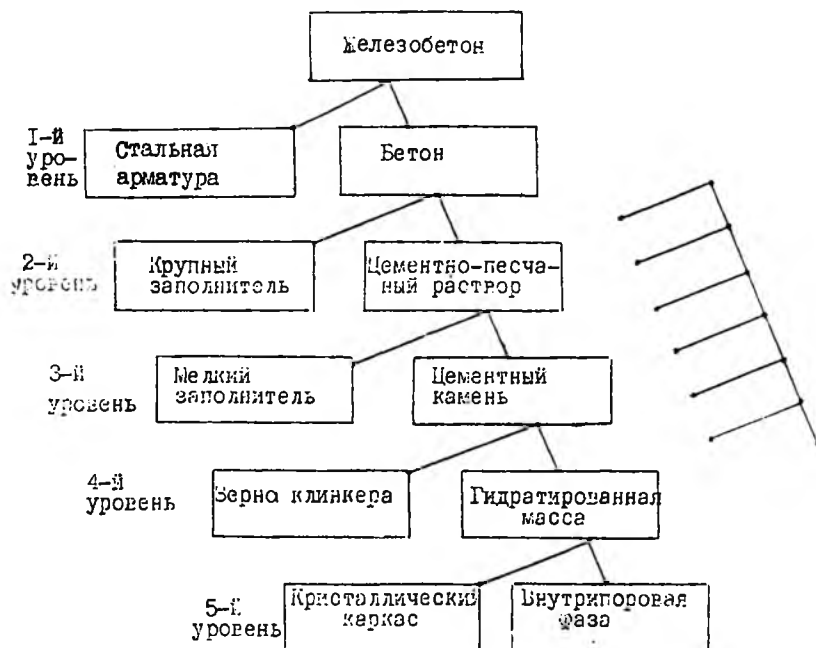


Рис.1. Деревидный граф деформационной структуры железобетона

но; V_1 и V_2 — объемные концентрации компонентов.

Эксперименты свидетельствуют о том, что вполне удовлетворительное описание достигается без включения в расчетную схему модулей деформаций компонентов (модулей упругости).

В табл.2 приведен условный коэффициент линейной температурной деформации фазового перехода воды в лед и значения собственных деформаций компонентов замораживаемого водонасыщенного бетона, вычисленные последовательно по формуле (1). Такой бетон, как об этом свидетельствуют эксперименты, в некотором

температурном интервале, обычно от -10 до -35°C , претерпевает при охлаждении аномальные деформации расширения вследствие замерзания в его тонкопористой структуре свободной, связанной и адсорбционно-связанной воды.

Значение КЛТР $\alpha = -10 \cdot 10^{-6} \cdot 1/\text{град}$ для замораживаемого бетона определено экспериментально. Из табл.2 следует, что в бетонном конгломерате при морозной коррозии наблюдается резкая дисперсия свободных деформаций компонентов, диапазон которой чрезвычайно велик. Данные табл.2 объясняют, почему именно циклическое

Таблица 2

№ п/п	Компоненты	Линейный КТР в интервале аномальных деформаций, $1/\text{град}$
1	Стальная арматура, плотные заполнители, клинкерные реликты	$+10 \dots 12 \cdot 10^{-6}$
2	Бетон	$-10 \cdot 10^{-6}$
3	Цементно-песчаный раствор	$-29 \cdot 10^{-6}$
4	Цементный камень	$-67 \cdot 10^{-6}$
5	Гидратированная масса	$-110 \cdot 10^{-6}$
6	Внутрипоровая фаза (замерзающая вода)	$-3 \cdot 10^{-2} (-30000 \cdot 10^{-6})$

Примечание:

1. Расчетный состав бетона 0,16:0,09:0,25:0,5 (гидратированная масса: зерна клинкера: мелкий заполнитель: крупный заполнитель).

замораживание оказывает наиболее разрушительное воздействие на бетон — пористый водонасыщаемый материал, если не приняты специальные меры, делающие бетон морозостойким. При других агрессивных воздействиях числовые значения деформаций, естественно, могут быть иными, возможен иной характер, в частности, другая скорость проявления деформаций и т.п., но качественные характеристики явления остаются теми же самыми.

Деформации, претерпеваемые пористыми компонентами, в результате того, что они тормозятся недерформирующимися, "инертными" включениями, с которыми они сцеплены по поверхности контакта, вызывают появление в структуре собственных напряжений. Причиной этих напряжений является деформационная гетерогенность бетона при коррозионных воздействиях, наличие в связанной структуре деформирующихся пористых и недеформирующихся плотных (или деформирующихся в противоположных направлениях, например, при морозном воздействии или воздействии сухого и жаркого климата) компонентов.

Могут быть предложены различные двухкомпонентные модели (например, трехмерные — шар с оболочкой или плоские — диск с кольцом) или многосвязные модели для расчета собственных напряжений в бетоне на каждом структурном уровне. В моделях, которые единообразны для уровней 2–4 (см. табл. 1), твердому ядру придаются параметры заполнителя с соответствующим модулем упругости, а деформирующейся оболочке — параметры компонента, содержащего цемент.

Влияние заполнителя на коррозионные процессы, обычно игнорируемое, при рассматриваемом подходе может быть проиллюстрировано следующим примером. Хорошо известно, что керамзитобетон, как правило, обладает более высокой морозостойкостью и стойкостью в сухом и жарком климате, чем бетон на заполнителе из изверженных горных пород. Хотя, например, гранитный щебень и кварцевый песок характеризуются высокой прочностью, твердостью,

малым водопоглощением и высокой морозостойкостью, для них характерен высокий модуль упругости, который приводит к высоким значениям собственных напряжений при замораживании бетона. Низкий модуль упругости керамзитового гравия и песка демпфирует собственные деформации пористых компонентов структуры и, следовательно, уровень собственных напряжений оказывается в керамзитобетоне сравнительно значительно более низким со всеми вытекающими отсюда следствиями (см. рис. 2).

Анализ расчетных моделей приводит к интересному результату: влияние различных факторов на напряжения в моделях — модулей упругости матрицы и заполнителя, различия их собственных деформаций, концентрации заполнителя и др. очень слабо зависят от выбора столь различных моделей — как плоской и трехмерной, одиночных и различных многосвязных [5]. Объяснение, по-видимому, заключается в том, что все расчетные модели, несмотря на их видимые различия, отражают средние, устойчивые свойства бетонного конгломерата, т.е. здесь реализуется некая аналогия с законом больших чисел.

Это позволяет использовать при расчетах простые модели — диск с кольцом или шар с оболочкой. Анализ расчетных моделей свидетельствует также о том, что при высоком значении напряжений, превышающем прочность сцепления заполнителя с матрицей на каждом структурном уровне или прочность матрицы при растяжении, в структуре образуются соответственно тангенциальные (окружные) или радиальные трещины. Наличие именно такого характера трещин подтверждено экспериментально. Рассмотрение напряженного состояния показывает, что, например, для бетона в фазе замораживания характерно образование окружных (тангенциальных) трещин. Шероховатость и пористость поверхности керамзитовых зерен повышает их сцепление с цементным камнем и, следовательно, сопротивление образованию этих трещин, что является еще одним фактором, способ-

ствующим морозостойкости бетонов на пористых заполнителях. Анализ явления с позиций физико-химической механики позволил, в частности, дать научное объяснение высокой морозостойкости керамзитобетона.

Поля собственных напряжений, возникающие вокруг зерен "инертных" компонентов на каждом структурном уровне, взаимодействуют, накладываются друг на друга и в некоторых областях суммируются. Трещины возникают там, где суммарные растягивающие напряжения $\bar{\sigma}_\Sigma$ превышают прочность на растяжение гидратированной массы R_r , являющейся аналогом прочности в точке. Отношение, определяющее уровень напряженного состояния материала, записывается следующим образом

$$\frac{\sigma_\Sigma}{R_r} = \frac{\beta_2 \sigma_2 + \beta_3 \sigma_3 + \beta_4 \sigma_4}{R_r}, \quad (2)$$

где $\sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ — напряжения на соответствующих структурных уровнях; $\beta_2, \beta_3, \beta_4$ — коэффициенты, отражающие степень вклада напряжений на каждом уровне в общее напряженное состояние конгломерата.

Стойкость характеризуется безразмерным отношением

$$\sigma_\Sigma / R_r \geq 1, \quad (3)$$

где σ_Σ — максимальные суммарные собственные напряжения.

Выражение (3) является критерияльным параметром, значение которого определяет стойкость и долговечность бетона при коррозионных воздействиях, о которых говорилось выше. Таким образом, на основании (2) может быть оценен вклад, который вносят в напряженное состояние бетона, т.е. в его стойкость все компоненты его структуры, указанные в табл. 1.

Обобщенно коррозионный процесс, протекающий в бетоне, представлен на рис. 2. Он реализуется на двух уровнях — физико-химическом (причинном) и механическом (феноменологическом), которые взаимодействуют друг с другом. При этом процессы и явления, происходящие на механическом уровне, носят универсальный характер и слабо зависят от конкретной коррозионной картины явлений на физико-химическом уровне.

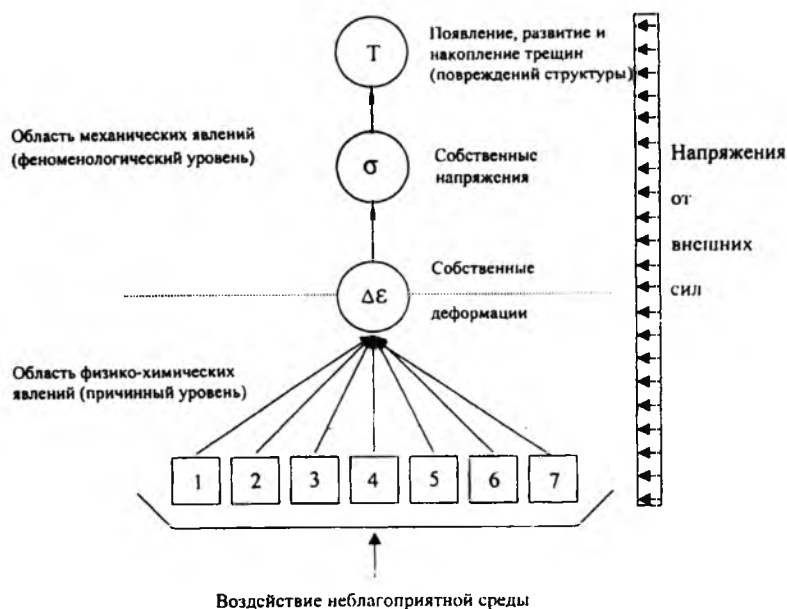


Рис. 2. Схема коррозионных процессов в бетоне с позиций физико-химической механики

1 — гидравлическое давление; 2 — кристаллизационное давление; 3 — капиллярные силы; 4 — осмотические силы; 5 — адсорбционные силы; 6 — расклинивающее давление водных пленок; 7 — другие силы, вызывающие давление в структуре

Представления, основанные на положениях физико-химической механики, позволяют естественно объяснить и прогнозировать установленное многочисленными экспериментами влияние на стойкость бетона напряжений от внешних сил (см. рис. 2), которые суммируются по значению и знаку с собственными напряжениями, вызванными коррозией.

Бетон является зернистым композитом, т.е. материалом с включениями, в идеале имеющими форму шара, в то время как железобетон — гетерогенный материал с линейными стальными включениями, но деформационная гетерогенность, характерная для бетона при коррозионных воздействиях, присуща и железобетону (см. табл. 2). Известно, что железобетон, как конструкционный материал, своим существованием и широким распространением в немалой степени обязан тому фактору, что коэффициенты температурного расширения стали и бетона очень близки, практически равны друг другу. Это утверждение, вошедшее во все руководства по железобетону, не всегда оправдывается при эксплуатации железобетона в неблагоприятной среде.

Оно верно для железобетона, эксплуатируемого в неагрессивных условиях и при положительных температурах, а при отрицательных температурах — верно для сухого, неводонасыщенного бетона или специального морозостойкого бетона. Однако, когда расширение бетона происходит в результате коррозионных процессов, имеющих химическую или физико-химическую природу, стальная арматура не претерпевает собственных деформаций. При температурных воздействиях арматура испытывает собственные свободные деформации, как правило, противоположные деформациям бетона, т.е. деформации иного знака. Так, в сухом и жарком климате бетон испытывает усадку, а арматура при нагреве расширяется. При морозе насыщенный водой бетон расширяется при замораживании, а арматура сокращается при охлаждении.

Не удивительно, что в этом случае железобетонные конструкции получают повреждения, формы которых оказываются весьма специфическими. Так, при морозном воздействии балки выгибают-

ся в сторону неармированной или слабоармированной зоны, при этом на выпуклой стороне образуются трещины, а на вогнутой — происходит отслоение защитного слоя; опорные участки преднапряженных, особенно струнбетонных и нагруженных обычных балок, где велики местные поперечные растягивающие напряжения в бетоне, постепенно разрушаются от торцов к середине их длины и т.п.

Уравнения для расчета собственных напряжений в железобетоне, составляемые из условия равенства усилий и неразрывности деформаций бетона и арматуры, естественно, имеют специфику, отличающую их от расчетных моделей для неармированного бетона, но общая физическая картина явления остается той же самой как для бетона, так и для железобетона, которым в равной мере присуща деформационная гетерогенность при эксплуатации в неблагоприятной среде.

Поле собственных напряжений в бетоне и железобетоне при коррозионных воздействиях оказывается сложным, неоднородным и в некоторых участках конструкций (например, в упомянутых выше торцевых участках обычных и преднапряженных балок) весьма интенсивным. Эти и подобные обстоятельства, как правило, в явном виде не учитываются в расчетах и при проектировании конструкций, хотя они органически присущи бетону и железобетону как макронеднородным, гетерогенным материалам. Такой учет, по-видимому, необходим, если используемые защитные средства не могут гарантировать защиту на весь срок службы конструкций и тем более если они отсутствуют, как это нередко бывает у конструкций, эксплуатируемых в условиях морозной агрессии. В ряде случаев не очень популярным, но в конечном счете оправданным приемом может явиться снижение расчетных напряжений (повышение коэффициентов надежности) при расчете конструкций, эксплуатируемых в условиях коррозионных агрессивных влияний эксплуатационной среды.

Развитие выше положения, базирующиеся на основах физико-

химической механики и представлении о деформационной гетерогенности бетона и железобетона при коррозионном воздействии на них неблагоприятной, агрессивной среды, позволили с единой точки зрения, при едином подходе качественно и количественно объяснить большую совокупность экспериментальных данных и, таким образом, являясь элементом, разделом общей теории вопроса.

Использование принципов физико-химической механики продуктивно и при исследовании коррозии арматуры в бетоне. Известно, что процесс коррозии стали в бетоне подчиняется закономерностям электрохимии [6], являющейся разделом физической химии. Коррозия стали приводит к разрушению бетона защитного слоя в результате давления на него окисных и гидроокисных слоев — продуктов коррозии стали, плотность которых существенно ниже, а

удельный объем соответственно выше, чем у корродирующего металла. Основанное на физических представлениях рассмотрение проблемы и применение к процессу разрушения бетона защитного слоя зависимостей сопротивления материалов, т.е. раздела механики, позволило дать корректное описание явления и создать простую математическую модель достаточно сложного процесса коррозионного разрушения железобетона [7].

Изложенное выше свидетельствует о том, что использование принципов физико-химической механики продуктивно при исследовании коррозии и долговечности бетона, арматуры и железобетона, и, следовательно, эта сравнительно новая область знания [3, 4] обладает высокой прогностической и познавательной ценностью как научная основа представлений о коррозии бетона и железобетона.

Библиографический список

1. Юсупов Р.К. Проблемы физико-химического бетоноведения. // Бетон и железобетон — № 2. — 2000. — с.2–4.
2. Пирадов К.А., Савицкий Н.В., Мамаев Т.Л., Сейланов Л.А., Абдуллаев К.У., Криворучко С.В. Проблемные вопросы и перспективы физико-химической механики железобетона // Бетон и железобетон. — № 2. — 2000. — с.15–16.
3. Физико-химическая механика дисперсных структур. Под ред. П.А.Рибиндера, М., 1966. — с.400.
4. Рибиндер П.А. Избранного труды. Поверхностные явления в дисперсных системах. Физико-химическая механика. М. 1979. — с.381.
5. Осетинский Ю.В., Подвальный А.М. О выборе модели для расчета собственных напряжений в бетоне // Механика композитных материалов. — № 5. — 1982. — с.789–796.
6. Ратинов В.Б., Иванов Ф.М. Химия в строительстве. М. 1977. 220 С.
7. Васильев А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строящих автодорожных мостов // Бетон и железобетон. — № 2. — 2000. — с.20–23.

В.И.ВЕРЕТЕННИКОВ, канд.техн. наук, А.А.БАРМОТИН, инж. (Донбасская государственная академия строительства и архитектуры)

О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии

В работах Ю.П. Гуши, А.В. Караваева, В.П. Чайки, И.А. Узуна и ряда других авторов отмечалось, что на напряженно-деформированное состояние (ндс) сжатой части железобетонных элементов могут влиять их форма, геометрические размеры, армирование и некоторые другие факторы. В подходах к учету этих факторов при расчете конструкций много предположительного, что связано с недостаточной изученностью вопроса, несовершенством методики экспериментальных исследований и т.д.. Исследования, как правило, проводились на изгибаемых или внецентренно сжатых образцах с двузначной эпюрой деформаций и напряжений в сечении. Методика экспериментальных исследований имела, по крайней мере, два существенных недостатка. Во-первых, часть бетонного сечения, как правило, оказывалась в растянутой зоне, что затрудняло достоверно оценить ндс сжатой части. Во-вторых, продольные деформации при испытании стандартных образцов-призм измерялись индикаторами часового типа закрепленных на рамках-держателях, которые в стадии, близкой к разрушению, из-за развития поперечных де-

формаций коробятся и тем самым в показания индикаторов вносилась погрешность.

Для проведения испытаний в наших опытах использовалось приспособление к стандартному гидравлическому прессу (рис.1), которое представляет собой четыре консоли, закрепленные по двум углам верхней и нижней плит пресса, и двух вертикально-расположенных тяг, шарнирно соединённых с консолями. Таким образом, испытуемый образец нагружался тремя силами N_1, N_2, N_3 . Изменяя в ходе испытания соотношение между силами, можно изменить не только величину, но и положение их равнодействующей, обеспечивая желаемое распределение деформаций по сечению.

На внецентренное сжатие испытывались образцы с прямоугольной, ромбовидной и сегментной формой поперечного сечения. Основные сведения об образцах приведены в табл. 1. Бетон для образцов принят тяжелый с фракцией крупного заполнителя 5-20 мм.

Эксцентриситеты приложения внешней сжимающей силы в опытах принимались в зависимости от

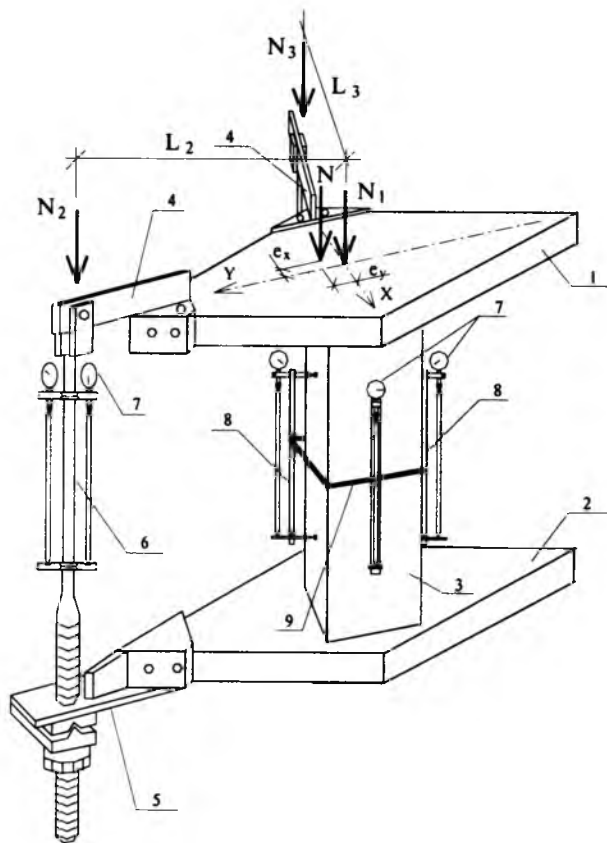


Рис. 1. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния бетона при сжатии

1, 2 — верхняя и нижняя плиты пресса; 3 — испытуемый образец; 4, 5 — верхняя и нижняя консоли; 6 — тяги; 7 — индикаторы часового типа; 8 — тензометры рычажного типа; 9 — гибкое крепление тензометров к призме

желаемого распределения деформаций в сечении. По этому признаку призмы были разделены на три группы. Первая группа образцов испытывалась на осевое сжатие (рис. 2 а), вторая таким образом, чтобы на одной из граней деформации были равны нулю, т.е. имитировалась сжатая зона железобетонных элементов (рис.2 б), а третья, когда сечение полностью сжато, а эпюра деформаций представляет собой трапецию (рис.2в).

Для измерения продольных деформаций образцов были применены специально сконструированные тензометры рычажного типа. Крепление тензометров осуществлялось гибкой лентой, что создавало условие для независимой работы приборов (рис.1). База замера продольных деформаций составляла $\frac{2}{3}$ высоты образца.

Испытуемые образцы загружались продольной сжимающей силой ступенями. Величина первых двух ступеней составляла 0.05 от разрушающей нагрузки $N_{раз}$, после чего величину ступени увеличивали вдвое. Начиная с уровня нагружения 0.8 $N_{раз}$ величину ступени уменьшали до 0.05 $N_{раз}$. На каждом этапе проводилась корректировка деформаций образца за счет работы тяг, усилия в которых развивались до тех пор, пока деформации по граням не будут соответствовать задан-

Таблица 1				
п/п	Форма поперечного сечения	Размеры образца $h \times b \times l$, см	Условная высота сжатого бетона X_k , см	Количество образцов
1		10×10×40	∞	3 (на серию)
			10	8
			15	3
			25	3
			50	3
		15×15×60	∞	3 (на серию)
			15	8
			25	3
			50	3
		50×30×140	50	2
2		10×10×40	14.14	5
		15×15×60	21.21	5
3		10×40×50	10	3
		15×45×70	15	3

ном (при осевом сжатии равными по граням, при исследовании сжатой зоны равными нулю на одной из граней и т.д.). Величины усилий в тягах определялись через их деформации. Для этого к тягам через зажимы крепились индикаторы часового типа. При испытаниях определялись продольное усилие N (где $N=N_1+N_2+N_3$), крайняя деформации бетона ϵ_{bmax} и положение равнодействующей сил N_1, N_2, N_3 . Усилия, передаваемые на образец через тяги, определяли с учетом потерь на пре-

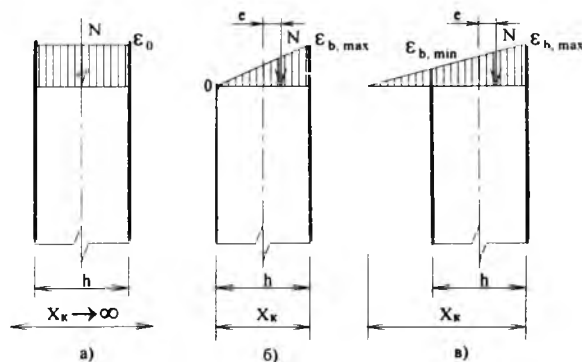


Рис. 2. Схемы нагружения образцов

№	Шифр образцов	R_b , МПа	E_b , ГПа	$\varepsilon_0 \cdot 10^{-5}$	Опытные данные			Теоретические данные					
								I вариант			II вариант		
								По рекомендациям Еврокода 2			По предложению [2] с введением более пологой нисходящей ветви по (3)		
					$\varepsilon_{b \max}^{on} \cdot 10^{-5}$	$N_{раз}^{on}$ кН	ω^{on}	$\varepsilon_{b \max}^m \cdot 10^{-5}$	ω^m	$\frac{N_{раз}^{on}}{N_{раз}^{теор}}$	$\varepsilon_{b \max}^m \cdot 10^{-5}$	ω^m	$\frac{N_{раз}^{on}}{N_{раз}^{теор}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	15	16
1	ПІ-10-10	37.5	26.3	221	366	276	0.74	298	0.69	1.06	388	0.74	0.99
2	ПІ-15-15				285	572	0.68	298	0.69	0.98	388	0.74	0.91
3	ПІ-50-50				253	3764	0.67	298	0.69	0.96	388	0.74	0.90
4	ПІІ-10-10				378	272	0.78	310	0.75	1.04	406	0.78	0.99
5	ПІІ-10-15	35	31.5	225	306	311	0.89	310	0.93	0.96	343	0.94	0.94
6	ПІІ-10-25				275	338	0.97	276	0.98	0.99	285	0.98	0.98
7	ПІІ-10-50				246	340	0.97	250	0.99	0.98	251	0.99	0.97
8	ПІІ-14-14				405	310	0.89	388	0.86	1.03	446	0.89	1.00
9	ПІІІ-15-15	39	31.0	225	320	642	0.73	300	0.72	1.01	402	0.77	0.96
10	ПІІІ-15-25				288	811	0.92	298	0.93	0.99	328	0.95	0.97
11	ПІІІ-15-50				260	858	0.98	262	0.99	0.99	269	0.99	0.99
12	ПІІІ-21-21				345	710	0.81	372	0.84	0.97	446	0.88	0.92
13	СІV-10-10	25.6	27.5	225	440	549	0.77	420	0.75	1.03	512	0.78	0.99
14	СІV-15-15				396	902	0.71	420	0.75	0.95	508	0.78	0.91

одоление сил трения в шарнирах плит пресса, величину которых определяли опытным путем.

Проведенные экспериментальные исследования показали, что независимо от формы сечения при уменьшении высоты образцов, испытанных с треугольной эпюрой деформаций, коэффициент полноты эпюры напряжений ω возрастает (табл.2). При этом при равных значениях условной высоты сжатого бетона X_k наибольшие значения ω имели образцы с ромбовидной формой сечения. Деформации наиболее сжатой грани $\varepsilon_{b \max}$ в стадии, близкой к разрушению, зависят от эпюры деформаций, условной высоты сжатого бетона, формы и размеров сечения. При любой форме с уменьшением высоты сечения образцов наблюдается увеличение $\varepsilon_{b \max}$. Наибольшие деформации $\varepsilon_{b \max}$ реализуются для сегментных и ромбовидных образцов и достигают 1.5-2 ε_0 (где ε_0 – деформация, соответствующая временному сопротивлению при осевом сжатии).

Примечательно тот факт, что образцы, испытанные при треугольной эпюре деформаций (рис.2 б) и испытанные с трапециевидной эпюрой (рис.2 в), при равных значениях X_k имели близкие значения краевых деформаций $\varepsilon_{b \max}$. Исходя из этого, в расчетные формулы для корректировки нисходящей ветви введен параметр X_k – как условная (фиктивная) высота сжатого бетона.

Для описания НДС неравномерно сжатых бетонных элементов использовалось аналитическое описание диаграммы σ - ε бетона, предложенное в работе [1]. Оказалось, что для всех испытанных образцов опытные значения деформаций, положение и величина равнодействующей напряжений в бетоне были близки к теоретическим на этапах нагружения, когда деформация краевого волокна была меньше, чем предельная сжимаемость при осевом сжатии ε_0 . При значениях краевой деформации, больших ε_0 , наблюдались расхождения между опытными и теоретическими данными,

продолжение таблицы 2

№	Теоретические значения					
	III вариант			IV вариант		
	По предложениям [3] с повышением напряжений и деформаций в вершине диаграммы σ - ε бетона			По предлагаемому варианту с корректировкой нисходящей ветви по (2)		
	$\varepsilon_{b \max}^m \cdot 10^{-5}$	ω^m	$\frac{N_{раз}^{on}}{N_{раз}^{теор}}$	$\varepsilon_{b \max}^m \cdot 10^{-5}$	ω^m	$\frac{N_{раз}^{on}}{N_{раз}^{теор}}$
1	17	19	20	17	19	20
1	325	0.81	0.91	360	0.73	1.01
2	285	0.75	0.91	290	0.69	0.98
3	253	0.66	1.02	260	0.67	1.00
4	330	0.86	0.90	386	0.78	1.00
5	306	1.03	0.86	309	0.93	0.96
6	275	1.04	0.93	269	0.98	0.99
7	246	0.98	0.99	245	0.99	0.98
8	405	0.99	0.90	392	0.87	1.02
9	320	0.81	0.91	320	0.73	1.00
10	288	0.99	0.94	283	0.93	1.00
11	260	0.98	1.00	255	0.99	0.99
12	345	0.9	0.90	355	0.83	0.98
13	440	0.89	0.87	489	0.77	1.00
14	396	0.85	0.84	425	0.76	0.94

Примечание:

- 1) в таблице приведены средние значения прочности и деформативности образцов по видам нагружения;
- 2) образцы обозначены в следующем виде:
П, Р, С – образцы с прямоугольной, ромбовидной, сегментной формой сечения;
- I, II, III – номер экспериментальной серии;
- 10, 15, 50 – высота сечения образца;
- 10, 14, 15, 25, 50 – условная высота сжатого бетона X_k .

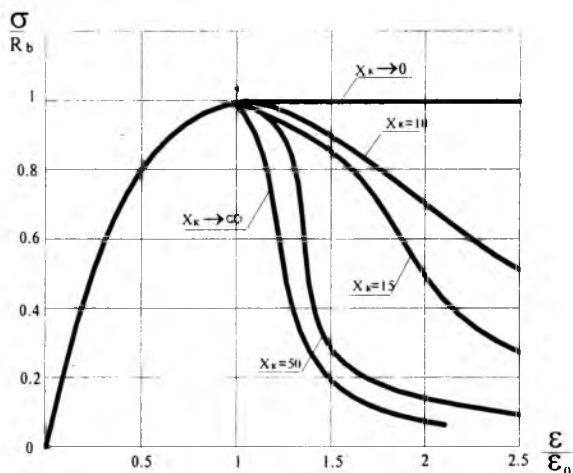


Рис. 3. Диаграммы деформирования бетона в зависимости от параметра X_k

что свидетельствует о необходимости корректировки нисходящей ветви диаграммы σ - ε бетона. На основании этого нами предлагается следующий вариант корректирования аналитической зависимости [1]

$$\sigma = E_0 \nu \varepsilon \quad (1)$$

$$\text{где } \nu = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}; \quad a = \bar{\nu}^2 + e_2 \eta^2 (\nu_0 - \bar{\nu})^2$$

$$b = -[2\bar{\nu}^3 - \bar{\nu} e_1 \eta (\nu_0 - \bar{\nu})^2]; \quad c = -\bar{\nu}^2 (\nu_0^2 - 2\nu_0 \bar{\nu})$$

$$\nu_0 = \begin{cases} 1 & \text{при } \eta \leq 1 \\ 2.05 \bar{\nu} & \text{при } \eta > 1 \end{cases}$$

$$e_1 = \begin{cases} 2 - 2.5 \bar{\nu} & \text{при } \eta \leq 1 \\ (1.95 \cdot \bar{\nu} - 0.138) \cdot K_h & \text{при } \eta > 1 \end{cases}$$

$$e_2 = 1 - e_1; \quad \bar{\nu} = \frac{R_b}{E_b \cdot \varepsilon_0} \quad \eta = \varepsilon / \varepsilon_0$$

где K_h – коэффициент, учитывающий X_k и определяемый по эмпирической зависимости

$$K_h = \frac{a_1 + b_1 \cdot X_k^{2.825}}{c_1 + X_k^{2.825}} \quad (2)$$

где $a_1 = -443.484$; $b_1 = 1.558$; $c_1 = 18.376$; X_k , в см.

Диаграммы сжатия бетона в зависимости от X_k представлены на рис.3. Сравнительный анализ опытных данных, полученных на образцах с ромбовидной и сегментной формой сечения, с расчетными показал, что форма сечения не оказывает существенного влияния на параметры диаграммы сжатия бетона, полученных для прямоугольных образцов второй и третьей группы.

Опытные данные сопоставлялись с вариантами расчета, выполненных:

I – по рекомендациям Еврокода2, т.е. без корректировки диаграммы деформирования и при ограничении деформации бетона;

II – по аналитической зависимости (1) с введением более пологой нисходящей ветви, принимая в (1), согласно [2]:

$$e_1 = (1.4 \cdot \bar{\nu} - 0.138) \quad \text{при } \eta > 1; \quad (3)$$

III – по предложениям [3] с повышением напряжений и деформаций в вершине диаграммы рекомендованной ЕКБ-ФИП и при ограничении деформации бетона;

IV – по предлагаемому варианту, по аналитической зависимости (1) с корректировкой нисходящей ветви в зависимости от X_k по (2).

Нормальное сечение любой формы вводили в расчет в дискретной форме – в виде набора i -го числа элементарных участков бетона с площадками A_{bi} , на которых напряжение в бетоне σ_{bi} считали равномерно распределенными.

По вариантам II, IV за расчетное значение прочности принималось максимальное значение равнодействующей в сжатом бетоне. По вариантам I, III максимальное значение равнодействующей в бетоне или ее значение, соответствующее предельной деформации бетона. Для расчета прочности по III варианту использовались опытные значения предельных градиентов деформаций по сечению [3].

Сопоставление (табл.2) показало, что по вариантам I, II, IV теоретические значения несущей способности и краевой деформации близки к опытным при трапециевидной эпюре деформаций.

При треугольной эпюре деформаций, по I и II варианту описывается НДС опытных образцов с высотой сечения 15 и 10 см соответственно. При увеличении размеров образца с 15 до 50 см наблюдается завышение несущей способности и краевой деформации по вариантам I, II. По варианту III, в ряде случаев, для образцов, испытанных как с трапециевидной, так и с треугольной эпюрой деформаций, имеет место завышение (до 14 %) несущей способности.

Выводы

Проведенные экспериментально-теоретические исследования позволяют сделать вывод о том, что для описания НДС неравномерно сжатого бетона достаточно скорректировать нисходящую ветвь диаграммы σ - ε при осевом сжатии. При этом положение нисходящей ветви зависит от высоты сжатого бетона.

Библиографический список

1. Карпенко Н.И., Прокопович И.К., Мухамедиев Т.А. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохрон // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М. НИИЖБ, 1987. с.66–82.
2. Карпенко Н.И., Мухамедов Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М. НИИЖБ, 1987, с.4–25.
3. Узун И.А. Трансформирование диаграмм деформирования бетона при сжатии. — Известия ВНИИГ им.Веденеева. Сборник научных трудов, 1993, т.163, с.7–12.

Общее собрание Ассоциации "Железобетон"

Конференция Ассоциации "Железобетон" (21–23 июня 2000 г.) состояла из годового Общего собрания Ассоциации и 7-й тематической конференции Ассоциации на тему "Состояние и перспективы развития предварительно напряженных железобетонных конструкций", информация о которой была дана во втором номере журнала "Бетон и железобетон" за 2000 г.

На Общем собрании членов Ассоциации 22.06.2000 была утверждена ее новая структура, схематически изображенная на рисунке.

Присутствовало 43 члена Ассоциации из 62 вступивших в нее. В настоящее время в Ассоциацию входят:

строительные организации, в том числе "Рязаньстрой", "Триада-Холдинг" и др.,

предприятия стройиндустрии, в том числе Гильдия предприятий стройиндустрии Москвы, Вяземский домостроительный комбинат, "Монолитстрой" (Воронеж) и др.,

проектные институты, в том числе ЦНИИпромзданий, Курортпроект, Ленпромстройпроект, Казанский Промстройпроект, Гипрониавиапром, Гипростроймаш и др.,

научно-исследовательские институты, в том числе ЦНИИТС, НИИЖБ, Союздорнии, ЦНИИПСК и др.,

вузы, в том числе Казанская государственная архитектурно-строительная академия, Ухтинский государственный технический университет, Новгородский государственный университет.

Представлены следующие города, регион России и ближайшего зарубежья: Москва, Санкт-Петербург, Новокузнецк, Нижний Тагил, Рязань, Пермская обл., Екатеринбург, Вязьма, Воронеж, Казань, Щурово, Ухта, Новгород, Челябинск, Пермь, Харьков, Полтава, Брест и др.

Вступление в члены Ассоциации продолжается.

Был избран Совет Ассоциации в следующем составе:

1. Звездов А.И. — президент Ассоциации, НИИЖБ

2. Бортников Е.В. — Госстрой России

3. Гранев В.В. — директор ЦНИИпромзданий

4. Магдеев У.Х. — директор НИПТИ "Стройиндустрия"



5. Михайлов К.В. — почетный президент, НИИЖБ
6. Соколов Б.С. — зав. кафедрой Казанской инженерно-строительной академии
7. Соловьянчик А.Р. — зав. лабораторией ЦНИИТСа
8. Шаипов Л.Р. — генеральный директор АО "Рязаньстрой"
9. Шилин А.А. — генеральный директор "Триада-Холдинг"
10. Фаликман В.Р. — НИИЖБ
11. Сасонко Л.В. — исполнительный директор, НИИЖБ

В соответствии с "Положением о порядке деятельности Ассоциации "Железобетон" численность Совета может составлять 25 человек, поэтому формирование этого органа продолжается.

Избраны также руководители координационного (программного) и основных технических комитетов:

- Михайлов К.В. — координационный комитет
Магдеев У.Х. — технический комитет по материалам
Шилин А.А. — технический комитет по технологиям
Соловьянчик А.Р. — технический комитет по конструкциям
Гранев В.В. — технический комитет по зданиям и сооружениям

Формирование комитетов может быть продолжено. Технические комитеты приступили к подготовке планов работ и формированию рабочих групп по важнейшим направлениям развития железобетона.

На заседании Совета Ассоциации 22.06.2000 был избран президиум Ассоциации в составе:

Звездов А.И. — президент Ассоциации (избранный 1 июня 1999 г. Общим собранием) — работа с регионами, российскими и международными организациями

Бортников Е.В. — вице-президент по вопросам статистики в области бетона и железобетона, экологии

Фаликман В.Р. — вице-президент по вопросам стандартов, методов испытаний и нормативов

Михайлов К.В. — почетный президент, руководитель координационного комитета

Как видно из состава руководящих органов и технических комитетов, Ассоциация начинает работу по обновлению нормативной базы в области материалов, технологий, конструкций, зданий и сооружений из бетона и железобетона.

Будут также готовиться доклады по состоянию и перспективам развития строительства, строительной индустрии, науки, проектирования и подготовки кадров. Все работы предполагается проводить с участием заинтересованных специалистов в области бетона и железобетона.

Решено также ежеквартально проводить семинары Ассоциации по актуальным вопросам бетона и железобетона для строителей, проектировщиков, производителей сборного бетона и товарных смесей.

Начата работа по переводу и изданию технической литературы в области проектирования, бетона, арматуры, долговечности и рисков разрушения железобетонных конструкций. Эта литература получена в Международной федерации по конструкционному бетону, где представителем России является президент Ассоциации "Железобетон".

В ближайшее время членам Ассоциации будут разосланы протоколы и решения Общего собрания, Совета президиума Ассоциации, планы работы и списки членов.

**А.И.Звездов,
президент Ассоциации "Железобетон"**

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаятин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 11.09.2000. Формат 60х88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 954

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2
Тел. 292-6205

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

предлагает новые модификации приборов на ультрасовременной элементной базе, сертифицированные Госстандартом России



ПУЛЬСАР - 1 - ультразвуковой измеритель прочности, плотности и модуля упругости монолитного и сборного железобетона, кирпича и др.. материалов

ОНИКС - 2.3 - ударно-импульсный измеритель **прочности** бетона, кирпича, раствора, композитов: диапазон 0,5...100 МПа

ОНИКС - 3 - плотномер для строительных материалов и асфальтобетона: диапазон 1...3 т/м³

ПОИСК - 2.3 - измеритель **защитного слоя** бетона: диапазон 0...170 мм для диаметров 3...50 мм; оценка неизвестного диаметра; тональный поиск

ВИМС - 1 - влагомер универсальный для бетона, кирпича, песка, древесины и др.; диапазон 0...100% по влажной и сухой базам, три вида датчиков

ИНК - 1 - измеритель механических **напряжений** в арматуре ж/б изделий: диапазон 20...2000 МПа

ИНК - 2К - комбинированный измеритель **напряжений** в арматуре и параметров **виброколебаний** механизмов, виброплощадок: магнитные датчики

ВИСТ - 2 - виброметр строительный: диапазоны амплитуд 0,1 - 3 мм; виброскорости 0 - 1 м/с; частоты 5 - 200 Гц; датчик с магнитным креплением

ВДЛ - 5М - дефектоскоп вихретоковый для поиска микротрещин в металлических конструкциях, деталях машин, сварных швах, лопатках турбин

ТЕРЕМ - 3 - многоканальный регистратор температуры и влажности: диапазон -50...+200 °С; 0...95%

РТМ - 5 - регулятор-регистратор многоканальный для программной термообработки бетона в пропарочных камерах, термоформах, кассетах, ...

РТ - 1 - терморегистратор мобильный; диапазоны -20...+100 °С; 0...100 час, до 2 тысяч отсчетов

РТВ - 1 - регистратор влажности и температуры мобильный: диапазоны 0...95%, 0...85 °С, 0...100 час

ИВТ - 1 - измеритель влажности и температуры с памятью результатов и самодиагностикой

ТЕМП - 1 - термометр цифровой малоинерционный для различных сред: диапазон -50...+200 °С

ТЕМП - 2П - поверхностный термометр малоинерционный: диапазоны 50...500 °С; -50, 0...+200, 0 °С

ТЕМП - 2А - безинерционный **контроль** нагрева арматурных стержней в диапазоне 100...1200 °С

КИСС - 02 - калибратор-измеритель стандартных сигналов: класс точности 0,05

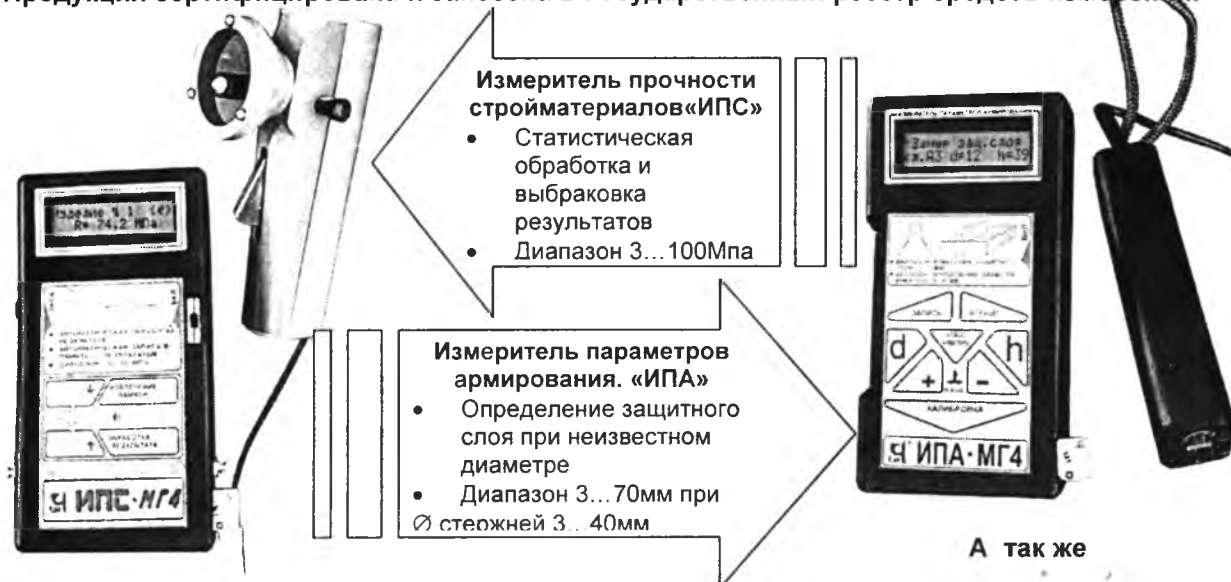
- ♦ Высокая точность измерений
- ♦ Универсальность
- ♦ Работоспособность при отрицательных температурах
- ♦ Графический дисплей с подсветкой
- ♦ Память результатов и условий измерений
- ♦ Инфракрасный интерфейс
- ♦ Программы связи с компьютером
- ♦ Легкие и удобные датчики
- ♦ Малогабаритный корпус
- ♦ Спецконструктивы термодатчиков
- ♦ Аккумуляторное питание

454080, Челябинск - 80, а/я 9544
 тел/факс: (3512) 655-638, 608-742
 E-mail: carat@chel.surnet.ru
<http://www.carat-ndt.ru>



Разрабатывает и производит приборы неразрушающего контроля качества отмеченные дипломами строительных выставок в Германии и городах России: Москва, Екатеринбург, Новосибирск, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов измерений в памяти.

Продукция сертифицирована и занесена в Государственный реестр средств измерений.



Влагомер-МГ4 -- измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588 и широкой номенклатуры строительных материалов, в том числе в изделиях, конструкциях и сооружениях по ГОСТ 21718.

ЗИН-МГ4 -- измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 15- -1500 МПа в стержневой, проволоочной и канатной арматуре диаметром 3-32 мм, длиной 3-18 м.

ИТП-МГ4 -- измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда. Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м°C).

Вибротест-МГ4 -- измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10-100 Гц, амплитуды 0,2 – 2,5 мм.

ИПЦ-МГ4 -- измеритель активности цемента. Диапазон 10-60 Мпа.

Терм-1 -- термометр цифровой зондовый для измерения температуры жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей. Температурный диапазон от -50 до +200°C. Длина зонда 400 мм, диаметр 4...6 мм.

Принимаем заказы на поставку любого электронного оборудования для лабораторий !

Приборы укомплектованы аккумуляторами и зарядным устройством. **Гарантия 18 мес.** Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации.

СКБ Стройприбор

454126, г. Челябинск, а/я 1147 т. (3512) 78-95-00, т/факс (3512) 65-64-19

stroypribor@chel.surnet.ru

<http://www.stroypribor.chelyabinsk.ru>