

Тур В.В.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ
ОСНОВЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО
НАПРЯЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ
ПРИМЕНЕНИИ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА**

Брест 1998

УДК 624.012.45/69.025.224:691.327.66

Печатается по решению строительной секции научно-технического Совета Брестского политехнического института и рекомендации ТКС № 7 «Растворы, бетоны и железобетонные конструкции» Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь»

Рецензенты: Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусской Государственной Политехнической Академии, профессор Т.М. Пецольд

Кандидат технических наук, доцент, Лауреат Премии Совета Министров Республики Беларусь В.Д. Будюк

Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительно напряженной конструкции при применении напрягающего бетона.– Брест: Изд. БПИ, 1998.– 246 с.

В книге представлены основные сведения о собственных напряжениях в расширяющейся композитной системе, которой является напрягающий бетон. На основе единого методологического подхода с использованием данных экспериментальных исследований сформулирована теория самонапряжения железобетонных конструкций, в том числе и сборно-монолитных, при использовании гипотезы «условного» армирования. Проанализировано влияние широкой гаммы конструктивно-технологических факторов на основные свойства напрягающего бетона.

Представленные результаты исследований позволяют выявить и проанализировать специфические особенности поведения самонапряженных конструкций при действии нагрузок. Полученные расчетные зависимости дают возможность оценить исходное напряженно-деформированное состояние конструкции на стадии расширения напрягающего бетона при проектировании.

Книга предназначена для научных работников, аспирантов, инженеров-проектировщиков и может быть полезна для студентов строительных специальностей.

© Тур В.В. Брестский политехнический институт 1998

ПРЕДИСЛОВИЕ

В конце прошлого столетия благодаря усилиям инженеров, сумевших рационально разместить стальную арматуру в бетонном сечении, появился новый материал, получивший название железобетон.

Благодаря таким положительным свойствам как долговечность, прочность, способность приобретать конструктивные различные формы, железобетон получил широкое распространение, и на протяжении всего XX века оставался основным строительным материалом.

Однако уже в 90-х годах прошлого столетия были отмечены случаи самопроизвольного разрушения железобетонных конструкций. Причиной этого явилось образование в цементном камне в процессе эксплуатации конструкции сложной соли – гидросульфоалюмината кальция, которая при своем образовании имеет свойство увеличиваться в объеме и разрушать уже сформировавшуюся структуру. Специалисты, назвавшие эту соль «цементной бациллой», разработали целый комплекс мер, предотвращающих ее образование. Однако наметился и другой путь борьбы с «цементной бациллой» – использовать энергию ее расширения для создания выгодного предварительного напряженного состояния конструкции на стадии ее изготовления. Это стало возможным при создании нового материала – напрягающего бетона.

Знание особенностей этого материала, методов управления процессом формирования структуры позволяет получать бетоны высокой прочности (до 100 МПа), способность создавать преднапряжения сжатия (до 10 МПа), обладающих плотной структурой, отвечающей марке по водонепроницаемости не ниже W12 и по морозостойкости – выше F300. В то же время отсутствие научно обоснованных и инженерно грамотных методов проектирования конструкций из самонапряженного железобетона, незнание или неточное соблюдение технологии их производства может привести к образованию в них трещин, а в некоторых случаях и к саморазрушению.

Отечественная научная школа по самонапряженному железобетону, созданная в НИИЖБе Госстроя СССР под руководством профессора В.В. Михайлова, внесла существенный вклад в решение научных проблем в этой области, что позволило уже начиная с 70-х годов приступить к регулярному применению самонапряженного железобетона. С использованием этого материала было осуществлено строительство ряда уникальных сооружений, таких как ледовое поле высокогорного катка «Медео» в Казахстане. оболочки покрытия диаметром 160 м авто-

бусного парка в г. Киеве. Учениками В.В. Михайлова в различных регионах бывшего СССР созданы научные центры, отделы внедрения. Одним из таких центров стал г. Брест, где в Брестском инженерно-строительном институте в начале 70-х годов под руководством к.т.н., доцента В.Д. Будюка начал формироваться творческий коллектив, который продолжил исследования по использованию напрягающего бетона в стыках цилиндрических емкостных сооружений (к.т.н. Дех О.С.), по теории самоупругивания бетона, методике контроля основных свойств бетона. Предложены и исследованы новые области применения напрягающего бетона в элементах с комбинированным преднапряжением арматуры (к.т.н., доцент Кондратчик А.А.), в сборно-монолитных конструкциях перекрытий различных конструктивных систем (к.т.н. Тур В.В.). Благодаря усилиям специалистов этого центра в Беларуси конструкции с использованием напрягающего бетона получили широкое применение в сборно-монолитных цилиндрических емкостных сооружениях различного назначения. На базе центра создано и успешно работает Внедренческое научно-производственное предприятие «Брестстройнаука», в котором осуществляется разработка и реализация проектов с использованием напрягающего бетона при возведении резервуаров, очистных сооружений дождевых сточных вод, канализационных насосных станций, отстойников и других сооружений.

Хотя многими специалистами признается, что самоупругиванный железобетон – это материал XXI века, нужно еще много сделать как в области научных исследований, так и его практического применения. Но главное, на мой взгляд, нужно дать возможность убедиться всем строителям в том, что это действительно материал с незаменимыми техническими свойствами.

Предлагаемая книга как раз и предоставляет такие возможности широкому кругу специалистов в области строительства.

*Лауреат Премии Совета
Министров РБ в области
строительства и архитектуры
к.т.н. В.Д. Будюк*

ВВЕДЕНИЕ

Бетоны на основе портландцемента, являясь наиболее универсальным строительным материалом, имеют широкое применение при возведении зданий и сооружений различного назначения.

Совершенствование и развитие строительных технологий привело к получению бетонов с классами по прочности на сжатие до $C^{100}/_{120}$, характеризующихся высокими эксплуатационными показателями (т.н. "high performance concrete"). Однако и материалы нового поколения не лишены недостатков, присущих традиционным массовым бетонам на основе портландцементного вяжущего. К таким недостаткам следует отнести:

- а) неадекватный рост прочности на сжатие и растяжение, в результате чего бетон как и прежде остается искусственным камнем, работающим главным образом на сжатие;
- б) реологические явления (усадка и ползучесть), приводящие в ряде случаев к существенному снижению эксплуатационных свойств железобетонных конструкций и их долговечности.

Поиск способов улучшения работы бетона на растяжение привел к созданию начального предварительного напряжения в конструкции. Однако, в ряде случаев выполнить предварительное напряжение в построечных условиях является крайне затруднительным ввиду того, что операции по натяжению арматуры требуют применения специальных механизмов, высокой культуры производства и являются достаточно трудоемкими. В связи с этим предварительное напряжение конструкций в условиях строительной площадки используют только в специальных случаях при соответствующем обосновании. Наибольшее распространение предварительное напряжение в построечных условиях получило при возведении мостовых конструкций [22, 23, 221].

Развивающиеся в структуре бетона длительные процессы приводят к снижению и так изначально невысоких эксплуатационных характеристик растянутого бетона в конструкции. Несвободная усадка вызы-

вает появление дополнительных внутренних напряжений, приводящих к микротрещинообразованию структуры, а далее и образованию в конструкции глобальных трещин, когда усадочные напряжения превосходят прочность бетона на растяжение. Многолетние опытные наблюдения показывают, что практически в любой эксплуатирующейся конструкции могут быть обнаружены трещины различных размеров, что приводит к снижению ее эксплуатационных свойств, а в первую очередь морозостойкости, водонепроницаемости, коррозионной стойкости в агрессивных средах, и, как следствие, к снижению долговечности.

В результате развития усадочных деформаций наблюдается образование и раскрытие трещин по контакту "старого" и "нового" бетонов при замоноличивании стыковых соединений, отверстий и т.д. При выполнении конструктивных мероприятий, обеспечивающих надежное соединение в плоскости контакта сборно-монолитных конструкций связанная усадка бетонов различного возраста, объединенных в составном сечении, приводит к появлению дополнительных деформаций и внутренних усилий. При этом, по данным [27, 28, 177, 198], эти деформации в статически неопределимых системах могут достигать значительных величин и существенно снижать трещиностойкость и жесткость конструкции [101–103, 177, 198, 199].

На протяжении целого ряда лет техническая мысль была направлена на поиск средств и способов полного исключения или частичного снижения деформаций усадки до значений, не приводящих к трещинообразованию бетона.

Попытки использования различных типов химических добавок оказались недостаточно эффективными и позволили несущественно снизить деформацию усадки при значительных экономических затратах [78]. Поэтому при проектировании неблагоприятные последствия усадки стремятся исключить, прибегая, как правило, к конструктивно-технологическим мероприятиям: установке соответствующего количества ограничивающей арматуры, устройству часто расположенных температурно-усадочных швов, разделению конструкции на отдельные не-

зависимые блоки, уходу за бетоном и т.д. Однако и эти мероприятия в практической деятельности оказываются малоэффективными и, кроме того, в ряде случаев приводят к снижению срока службы сооружений [241, 253, 254].

Экспериментально-теоретические работы многих исследователей были направлены на получение вяжущего, применение которого не только компенсировало бы усадку бетона, но и позволило бы достичь в процессе твердения положительного объемного расширения, придающего конструкции выгодное исходное напряженно-деформированное состояние. Такая возможность стала реальной только в результате открытия сложного химического вещества – гидросульфоалюмината кальция (этtringита).

История изучения гидросульфоалюмината кальция и разработки методов его полезного использования в расширяющихся и напрягающих цементах охватывает более чем пятидесятилетний период и продолжается в настоящее время [203].

Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся и напрягающих цементах подробно представлена в монографиях [60, 78].

С. Кандло [202] и В. Михаэлис [267], первый в 1890 г., а второй в 1892 г., упоминают о возможности образования и существования гидросульфоалюмината кальция в цементном камне. Дальнейшие исследования В. Лерча и Г. Бога [261], Ф. Форсена, А. Милиуса и А. Гутмана [78], Ф. Джонса [232], а главным образом Г. Лоссье и Г. Гендрика [263, 264] позволили сформулировать основные условия использования гидросульфоалюмината кальция для получения расширяющихся цементах.

В своей монографии [23] И. Гийон писал: "...Если будет достигнуто значительное расширение бетона (при использовании расширяющихся цементах Г. Лоссье; *прим. авт.*), обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно, мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок".

Получение таких бетонов стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова [77, 78, 128], основная идея которых была заключена в использовании т.н. "твердофазового" механизма расширения сульфоалюминатных цементах, получивших название "напрягающие" [78]. Напрягающие цементы составили основу материалов для изготовления конструкций с физико-химическим способом преднапряжения арматуры.

Одним из объектов наиболее эффективного применения напрягающего бетона являются сборно-монолитные конструкции.

Использование напрягающего бетона в известных конструктивных решениях было обусловлено в первую очередь необходимостью компенсировать температурно-усадочные напряжения, повысив при этом трещиностойкость и непроницаемость конструкции. В ряде случаев была осуществлена простая замена традиционных бетонов на портландцементе напрягающими без специального расчетного обоснования. При использовании напрягающего бетона с целью получения дополнительного преднапряжения (самонапряжения) его стремились применять либо в условиях максимально жесткого ограничения (стыки элементов, отверстия и т.д.), либо в условиях центрального (симметричного) плоского, а чаще объемного ограничения. Это связано с тем, что эти условия развития самонапряжения были в наибольшей степени изучены и содержали наименьшую долю риска.

В настоящей работе использование напрягающего бетона рассматривается не только как способ снижения негативных последствий усадки, повышения истираемости и непроницаемости сборно-монолитной конструкции, но и, главным образом, с точки зрения получения регулируемого исходного напряженно-деформированного состояния всех ее конструктивных элементов, положительно влияющего на ее эксплуатационные качества и долговечность здания или сооружения. Или, другими словами, как новый способ получения предварительного напряжения сборно-монолитной конструкции в построечных условиях на стадии ее возведения.

Для проектирования таких конструкций необходимо иметь обоснованные практические методики расчета, базирующихся на проверенных положениях общей теории самоупругающегося железобетона.

К сожалению в настоящее время положения такой теории разработаны еще не в полной мере. Настоящая работа направлена на совершенствование и развитие элементов теории самоупругающегося железобетона в части положений, касающихся самоупругающихся сборно-монолитных конструкций.

Следует отметить все более возрастающий в последнее десятилетие интерес к напрягающему или расширяющемуся (expansive) цементу и материалам на их основе в европейской и американской практике строительства. Достаточно большие объемы цементов типа «К» и «М» производятся в США, начаты активные работы в Германии (фирма «Dyskerhoff»), Франции, Японии (фирма «Denka»). Напрягающий цемент все шире входит в строительную отрасль Польши [238–241, 245, 250, 251, 254].

Все это стало возможным благодаря созданию новых технологий производства вяжущих с высоко организованной системой контроля качества как исходного сырья, так и готового продукта.

Расширяющиеся и напрягающие цементы принято считать перспективным направлением в области разработки вяжущих веществ [203]. Достаточно отметить, что конгресс ФИП в Вашингтоне (1996 г.) провозгласил напрягающий бетон материалом XXI века.

Обладая богатыми экспериментальными данными в области напрягающих цементов, накопленным опытом практического применения напрягающего бетона и конструкций из него, развивая на этой базе новые направления его эффективного использования в строительстве, важной задачей следует считать сохранение приоритетов в области самоупругающегося железобетона, достигнутых отечественными специалистами.

В Республике Беларусь сложились для этого достаточно благоприятные условия. Во-первых, цементная промышленность Республики

одной из первых в бывшем СССР освоила выпуск напрягающего цемента, и АО «Волковыскцементошифер» продолжает его выпуск «под заказ» до настоящего времени; во-вторых, в Беларуси сохранился один из немногочисленных научных центров, созданный в 70–80-х годах канд. техн. наук, доцентом В.Д. Будюком, целенаправленно занимающихся исследованиями самоупругившихся конструкций.

Решение комплекса вопросов, связанных с производством вяжущего, созданием нормативной базы для проектирования и изготовления конструкций из напрягающего бетона, обеспечением требуемой системы контроля качества позволит получить конструкции, обладающие высокими эксплуатационными качествами и долговечностью.

Выражаю сердечную благодарность канд. техн. наук, доценту В.Д. Будюку, под руководством которого автором были начаты первые исследования самоупругиванию сборно-монолитных элементов, а также всем сотрудникам Лаборатории самоупругившихся конструкций БПИ за неоценимую помощь при подготовке рукописи.

ГЛАВА 1 РАСШИРЯЮЩИЙСЯ И НАПРЯГАЮЩИЙ ЦЕМЕНТЫ И БЕТОНЫ НА ИХ ОСНОВЕ

1.1. Определения, классификация расширяющихся вяжущих и бетонов на их основе

Прежде чем приступить к изложению вопросов, связанных с самоупрежением бетона в конструкции, определим, что принято понимать под расширяющимся цементом (с учетом его разновидностей) и бетонами на основе этого вяжущего, и подробно охарактеризуем их свойства. Следует отметить, что до настоящего времени в формулировании определений, касающихся как напрягающего цемента, так и бетона его основе, среди исследователей нет единства взглядов.

В своих основополагающих работах проф. В.В. Михайлов [77, 78] выделял напрягающий цемент из всех других расширяющихся цементов, увеличивающих в процессе твердения свой первоначальный объем, по главному признаку – способности расширяться при значительной прочности цементного камня, обеспечивая этим его самоупрежение.

В международной практике надежно утвердилось лишь одно понятие, относящееся к вяжущим такого типа – расширяющиеся цементы (expansive cement).

Согласно классификации, представленной в наиболее капитальной обобщающей работе американских исследователей [217], получившей международное признание, расширяющийся цемент (expansive cement) – это цемент, при затворении водой которого образуется цементная паста, существенно увеличивающая свой начальный объем в период схватывания и твердения.

При этом в ASTM C-845, предложено различать следующие типы расширяющихся цементов в зависимости от их вещественного свойства и рецептуры:

1. Расширяющийся цемент типа К (А. Клейна) (expansive cement, type K), являющийся смесью портландцемента и расширяющейся компоненты, составленной из $C_4A_3\bar{S}$, свободного гипса и свободной извести. Сульфоалюминатный клинкер получают при совместном обжиге при температуре 1380°C южноамериканского боксита, гипса и карбоната кальция в примерном соотношении по весу 20:30:50. Количество расширяющегося компонента в цементе подбирают из условия компенсации усадки в бетоне.
2. Расширяющийся цемент типа М (В.В. Михайлова) (expansive cement, type M), являющийся смесью портландцемента (или портландцементного клинкера), глиноземистого цемента и гипса. При этом, в четырехкомпонентных составах дополнительно используют свободную известь, а глиноземистый цемент может быть заменен другим алюмосодержащим компонентом. Составы цементов типа М подбирают таким образом, чтобы в бетоне на их основе в результате связанного расширения были достигнуты дополнительные сжимающие напряжения (самонапряжения).
3. Расширяющийся цемент типа S (expansive cement, type S), являющийся по существу разновидностью портландцемента с повышенным содержанием C_3A и гипса.

На основе этих цементов могут быть получены два вида бетонов:

1. Бетоны с компенсированной усадкой (shrinkage-compensating concrete) – бетоны, приготовленные на расширяющихся цементах (типа К, М, S), расширение которых в условиях внешнего ограничения приводит к появлению собственных сжимающих напряжений, компенсирующих последующие растягивающие напряжения, являющиеся результатом усадки.
2. Напрягающие бетоны (self-stressing concrete) – бетоны на расширяющихся цементах (типа К, М, S), расширение которых в условиях внешнего ограничения приводит к появлению собственных сжимающих напряжений такой величины, что они сохраняются в бетоне конструкции даже после полного завершения усадочных процессов.

В работах [72] предложена более обширная классификация, относящаяся к расширяющимся цементам (табл. 1.1), составленная по целому ряду признаков.

Таблица 1.1.

Классификация расширяющихся цементов согласно [172]

Классификационный признак	Группа расширяющегося цемента	Обозначение
По принципу действия	Через образование этtringита	"E"
	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	"C"
	$\text{Mg}(\text{OH})_2$	"M"
	$\text{Ca}(\text{OH})_2$ и $\text{Mg}(\text{OH})_2$	"CM"
	$\text{Ca}(\text{OH})_2$ + этtringит	"EC"
	Специальный клинкер	"S"
По способу изготовления	Обычные рыночные продукты	"Sh"
	В цементной промышленности	"CP"
	На строительной площадке	"A"
По условиям применения	Твердение в свободных условиях	"F"

Исходя из предложенной классификации можно описать 72 различных типа расширяющихся цементов. Например, расширяющийся цемент типа E-S-CP-F – расширяющийся цемент с процессом расширения через образование этtringита (E), выполненный на основе специального клинкера (S) в условиях завода (CP), для которого допускается твердение в свободных условиях (F). По существу это описание расширяющегося цемента типа "K" по классификации ASTM C-845 [217].

Однако такой подход, несмотря на попытку объединить в одной классификации все возможные виды расширяющихся вяжущих неудобен для практического использования цементов и бетонов на их основе в конструкторских разработках.

С другой стороны, максимально упрощенный подход, выразившийся в работе [41] объединением всех цементов такого типа в разряд "расширяющих", также является недостаточно обоснованным. Следует отметить, что представленные классификации, относящиеся к цементам не дают определения бетонов на их основе.

По аналогии с наиболее удачным, на наш взгляд, определением расширяющихся цементов, предложенным в [172], напрягающему бетону в общем случае может быть дано следующее определение.

Напрягающий бетон (self-stressed concrete) – это бетон на основе неорганического (минерального) вяжущего вещества, показывающий в процессе твердения в стесненных условиях временное и пространственное управляемое увеличение объема, приводящее к его самоупругению.

Марку по энергоактивности вяжущего вещества, являющегося источником расширения напрягающего бетона, и его расход в составе бетонной смеси устанавливают расчетом в зависимости от требуемой величины самоупругения в бетоне конструкции и его обеспеченной длительной прочности. Для напрягающих бетонов к числу обязательных нормируемых физико-механических характеристик относят проектную (или расчетную) марку по самоупругению.

Бетоны, у которых величину самоупругения не нормируют, а расход расширяющегося вяжущего назначают только исходя из обеспечения требуемой длительной прочности, следует классифицировать как разновидность напрягающих бетонов – **бетоны с компенсированной усадкой.**

Предложенное определение универсально, т.к. с одной стороны не акцентирует внимание на виде расширяющегося вяжущего, использованного для приготовления бетонной смеси (напрягающий цемент, безусадочный цемент, цемент с расширяющейся добавкой и т.д.), а с другой – предполагает обязательным условием управляемое несвободное расширение.

В настоящей работе в качестве вяжущего рассматривают напрягающий цемент лабораторного, полупромышленного и промышленного производства, расширение которого независимо от процедуры его получения связано с образованием активного (по определению, данному в [93]) гидросульфоалюмината кальция (эттрингита).

В Республике Беларусь действуют два стандарта, распространяющиеся на расширяющиеся вяжущие вещества: СТБ 942–93 «Портландцемент безусадочный» и ТУ 21–23–13–90 «Цемент напрягающий». Не уделяя специального комментария в отношении технической сути названия первого документа, следует отметить, что он содержит требования, относящиеся по существу к напрягающему цементу с низкой энергией самоупреждения (НЦ–5).

Напрягающий цемент помимо стандартных требований прочности характеризуют энергетические показатели, к которым относят величину свободного линейного расширения и марку по энергоактивности (самоупреждению).

Под маркой по энергоактивности напрягающего цемента (C_{CE}) принято понимать установленное экспериментальным путем в стандартных условиях [130] значение самоупреждения сжатия в образцах из цементно-песчаного раствора состава НЦ:П = 1:1, твердеющих в условиях одноосного ограничения, эквивалентного армированию $\rho_1 = 1\%$.

Данный способ определения энергоактивности цемента позволяет определить некоторую косвенную характеристику, но не полную энергию расширяющейся системы.

Вместе с тем, в реальных конструкциях практически никогда не удается создать абсолютно жесткие ограничивающие связи, не допускающие деформаций расширения. Поэтому при проектировании конструкций, где коэффициент армирования соответствует $\rho_1 = 1.5\div 3\%$ косвенная оценка самоупреждения по реакции, возникающей в динамометрических кондукторах и кольцах, является вполне допустимой (см. раздел 1.2).

Характеристика энергоактивности сульфоалюминатного напрягающего цемента определяется главным образом химическим и минералогическим составом исходных материалов, использованных для его приготовления и их пропорциями в готовом вяжущем.

Увеличение отношения Al_2O_3/SO_3 с 0.8 до 3.0 приводит к снижению расширения от 2 % до 0.1 %. Так, например для получения напрягающего цемента НЦ–20 (с самоупругением $\sigma_{CE} = 2.0 \text{ Н/мм}^2$) это соотношение находится в интервале от 1.8 до 2.1, а для НЦ–40 – от 1.4 до 1.8.

Как показывают экспериментальные исследования цементов различных заводов [52, 58, 63, 67] по мере возрастания C_3S и C_3A в портландцементном клинкере наблюдается тенденция к возрастанию самоупругения цементного камня. При большом содержании C_3A , в результате его быстрой реакции (взаимодействия) с гипсом, образуется значительное количество этtringита, что ведет к большому расширению структуры твердеющего цементного камня, и может вызвать ее разуплотнение и разрушение в случае, если исходная прочность цементного камня недостаточна. При высокой прочности цементного камня в результате большого содержания C_3S (в пределах 60..65 %), возрастание содержания C_3A ведет к росту самоупругения.

Другим важным технологическим фактором, определяющим величину деформаций расширения напрягающего цемента, является его степень измельчения, характеризуемая, как правило, удельной поверхностью или – в последнее время – гранулометрическим составом [52, 53]. В общем случае экспериментально установлено [63], что чем ниже удельная поверхность цемента, тем больше его расширение (рис. 1.1).

Оптимальная дисперсность напрягающего цемента зависит от соотношения составляющих, их гидратационной активности и способа помола [63]. Ее следует назначать отдельно для каждого технологического случая, но в пределах $3000 \leq S_w \leq 4000 \text{ см}^2/\text{г}$.

Энергоактивность использованного напрягающего цемента определяет, в свою очередь, марку по самоупругению напрягающего бетона.

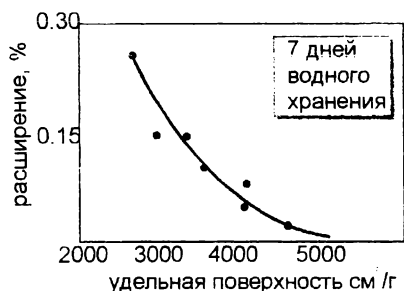


Рис. 1.1. Влияние удельной поверхности вяжущего цемента на деформации расширения бетона [63].

1.2. Собственные напряжения (самонапряжения) в бетоне в расширяющихся системах

При изучении собственных напряжений, развивающихся в структуре вяжущего бетона при его твердении, следует рассматривать в неразрывной связи следующие стороны процесса расширения:

- химическую сторону явления деформации, объясняющую причину (источник) и механизм расширения вяжущего цемента;
- геометрическую сторону собственных деформаций расширяющихся пористых композитных систем, описывающую взаимосвязь между изменением объемов отдельных частиц и объема всей структуры в целом;
- механическую сторону взаимодействий, связанную, главным образом, с представлениями о собственных напряжениях, их релаксацией в деформирующейся структуре, прочности механических контактов и т.д.

Химическая и геометрическая стороны явления расширения изучались достаточно широко рядом авторов [15, 57–61, 63, 67, 87, 203, 204, 206–208, 222, 228, 231, 280], меньше внимания уделялось механическим взаимодействиям [61, 69, 98–100], и наконец практически не рассматривались все три явления как единая система во взаимодействии.

Такой комплексный подход позволяет представить и проанализировать процессы расширения, а далее, следовательно, и самонапряжения переходя поэтапно от микроуровня (система "клинкер - продукты гидратации") до макроуровня (в системе "цементно-песчаный раствор -

заполнитель - внешнее ограничение"). Исследования [6, 12, 49] показывают, что разделение при анализе композитной системы на уровни ("микробетон" или "конгломерат - в конгломерате") как это предложено в [98] является для напрягающего бетона вполне приемлемым.

1.2.1. Источник и механизм расширения напрягающих цементов

На сегодняшний день известен целый ряд гипотез и представлений о причинах расширения цементов в процессе их твердения [15, 41, 57–60, 63, 77, 78, 86, 87, 172, 203, 204, 207, 217]. Большая часть этих гипотез относится к объяснению явления расширения сульфатосодержащих цементов, использованных в настоящей работе. Мнения большинства исследователей сходятся в том, что в основе расширения различных сульфатосодержащих цементов лежит реакция образования гидросульфоалюмината кальция (этtringита) в процессе их твердения. Однако механизм расширения таких цементов отдельными учеными трактуется по-разному [15, 41, 57–60, 203, 204, 207].

Наиболее комплексный подход при анализе механизма расширения сульфатосодержащих цементов был принят, на наш взгляд, в цикле работ [57–60, 67, 78]. Объектами исследования являлись различные сульфатоалюминатные расширяющиеся цементы: гипсоглиноземистый (ГГЦ), напрягающий (НЦ), алунитовый напрягающий (АНЦ), а также композиции на основе портландцемента, содержащие в качестве расширяющегося компонента добавку СаО (РПЦ).

С помощью комплекса физико-химических методов исследованы процессы, происходящие при твердении указанных цементов, установлена взаимосвязь этих процессов с развитием деформаций расширения. Детально изучены изменения фазового состава цементного камня и особенности формирования его микроструктуры в процессе расширения и твердения исследуемых цементов.

В качестве базовой гипотезы расширения, использованной в работе для анализа явлений, связанных с самоупрежением бетона, при-

нята гипотеза т.н. "твердофазового расширения", основные положения которой сформулированы в работах [77, 78, 128].

Микроскопическими исследованиями [57, 58, 60, 222] установлено, что в зависимости от состава жидкой фазы, кристаллизация этtringита может происходить либо в порах твердеющего цементного камня, не вызывая или вызывая лишь незначительные деформации (т.н. пассивный этtringит [93]), либо в приповерхностном слое зерен алюминатов кальция, входящих в состав расширяющегося компонента (активный этtringит [93]). Именно такой локализованный характер выделения этtringита характерен для расширяющихся композиций на основе портландцемента, т.е. НЦ и АНЦ.

Как показано в работах [57–60] причиной кристаллизации является характерная для этих цементов повышенная концентрация СаО в жидкой фазе, из которой выделяется этtringит. Локальная кристаллизация расширяющейся фазы – этtringита сопровождается развитием в структуре собственных напряжений, которые вызывают деформацию цементного камня. Наличие высокой концентрации СаО в жидкой фазе цементного камня вносит в данном случае, существенные изменения в кинетику взаимодействия гипса с алюминатами цемента и в характер кристаллизации этtringита. Повышая пересыщение в жидкой фазе цементного камня, с одной стороны, и понижая растворимость алюминатов с другой – известь способствует выкристаллизованию преимущественно этtringита (размер кристаллов 1,5..3 мк) в непосредственной близости от исходных зерен алюминатов кальция.

Образующиеся в результате кристаллизации плотные экранирующие пленки этtringита на поверхности исходных частиц цемента оказывают влияние на скорость дальнейшего связывания гипса.

На рис. 1.2 представлены кинетические кривые кристаллизации этtringита, связывания воды и развития деформаций расширения в цементном камне из НЦ, полученные в работах [57–60].

На основании исследований [57–60, 203, 222] при твердении НЦ можно выделить два основных направления в реакциях гидратации:

1. Гидратация силикатных минералов основного вяжущего НЦ - портландцемента с образованием гидросиликатных новообразований примерного состава C_2SH_2 . Указанный процесс происходит в течении всего периода гидратации напрягающего цемента и сопровождается созданием прочностной основы цементного камня;

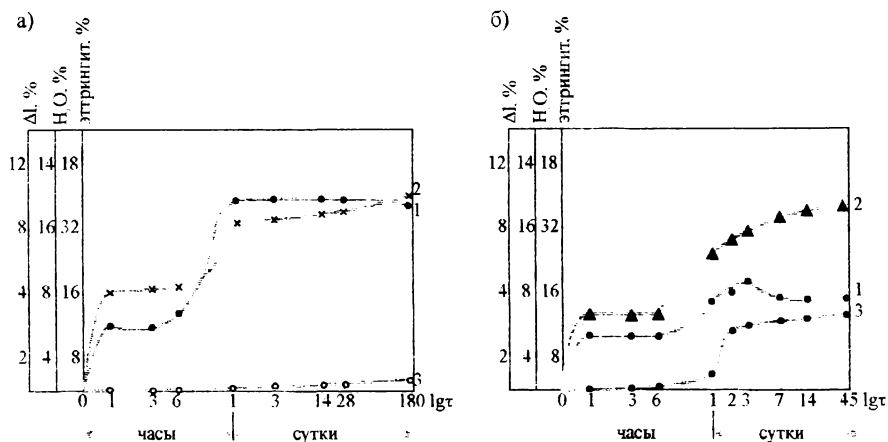


Рис. 1.2. Кинетика кристаллизации этtringита (1), связывания воды (2) и развития деформаций расширения (3) при твердении:

- а) глиноземистого цемента;
- б) напрягающего цемента.

2. На фоне гидратации портландцемента в начальный период твердения НЦ (1..10 сут.) активно протекает процесс гидратации расширяющегося компонента - взаимодействие гипса с алюминатными минералами алюмосодержащей компоненты, сопровождающееся образованием гидросульфалюмината кальция.

В исследованиях [60] экспериментальным путем были получены зависимости между приращением объема структуры ΔV_s и приращением объема твердых фаз ΔV_t , показанные на рис. 1.3.

При анализе структурных кривых в первую очередь обращает на себя внимание следующая закономерность: на всех кривых, имеющих S-образное очертание можно явно выделить три характерных участка.

Участок I структурных кривых (рис. 1.3а) соответствует начальной стадии структурообразования, характеризуется увеличением объема твердых фаз за счет гидратации минералов цементного клинкера и расширяющегося компонента при практически неизменном объеме структуры.

а) напрягающий цемент НЦ–Т

б) напрягающий цемент НЦ–Н

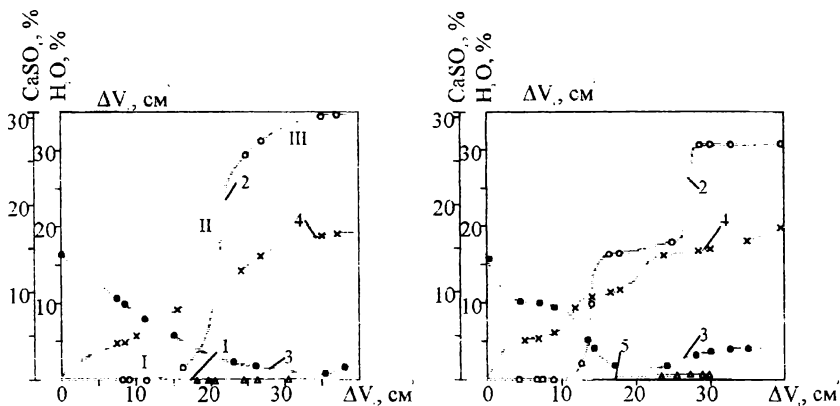


Рис. 1.3. Изменение объема образцов (ΔV_s) портланд-цемента (кривая 1), напрягающих цементов НЦ–Н и НЦ–Т (кривая 2), гипсоглиноземистого (кривая 5) в зависимости от увеличения объема твердых фаз (ΔV_i) при их твердении согласно [57]. Кривая 3 – содержание свободного гипса, кривая 4 – прирост содержания гидратной воды.

Дальнейшее локализованное увеличение объема частиц расширяющегося компонента приводит к появлению развивающихся синхронно процессу гидратации собственных напряжений, величина которых по данным [60] может достигать до 10 Н/мм^2 . В определенный момент это давление преодолевает сопротивление структуры, обусловленное её прочностью. Расширение сопровождается релаксацией накопленных напряжений, образованием микротрещин и разрывами контактов между частицами первичной структуры цементного камня. Исследования микроструктуры напрягающих цементов [57, 58, 60, 222,

300] под сканирующим электронным микроскопом показывают, что в начальный период расширения ширина раскрытия микротрещин может достигать от 10 до 50 μm .

В период интенсивного расширения (участок II структурных кривых см. рис. 1.3) относительно небольшое приращение объема твердых фаз вызывает значительное приращение общего объема структуры и объема пор, поскольку $\Delta V_s \gg \Delta V_t$ и следовательно $\Delta V_s \approx \Delta V_p$. Разрыхление структуры на данном этапе наблюдали визуально путем микроскопических исследований. Расширение образцов заканчивается обычно с окончанием реакции гидратации расширяющегося компонента. В некоторых случаях наблюдаемое разрыхление структуры приводит к некоторому спаду прочности (рис. 1.4), что не свойственно образцам на портландцементе.

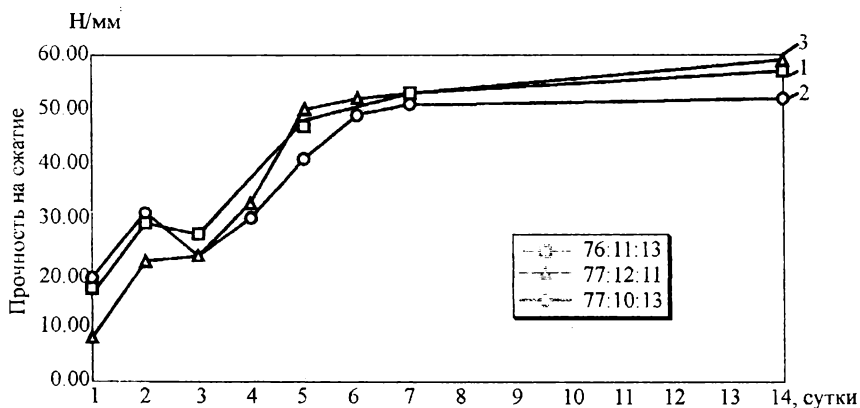


Рис. 1.4. Характерные спады прочности активных напрягающих бетонов на цементах составов: ПЦ:ГЦ:Г = (77:10:13); (76:11:13); (77:12:11)

Участок III структурных кривых соответствует продолжающемуся увеличению объема твердых фаз, которое происходит, однако, не за счет гидратации расширяющегося компонента, а при гидратации силикатных минералов исходного цемента. Эти процессы приводят к восстановлению нарушенных контактов, уплотнению и "самозапечатыванию" структуры, и следовательно, к увеличению механической прочности. По

данным электронно-микроскопических исследований [59, 60, 203, 222, 300] в структуре цементного камня на НЦ в этот период преобладает гидросиликатная составляющая, как бы "маскирующая" первоначальный каркас структуры из мелкодисперсного этtringита.

Как показано исследованиями [57–60, 222, 300], на этом этапе начальные повреждения (микротрещины, разуплотнения) практически полностью исчезают и структура становится чрезвычайно плотной. В этот период достаточно сложно выявить или идентифицировать этtringит, входящий в структуру.

Согласно данным исследований четырехкомпонентных напрягающих цементов типа М, представленным в [222], максимальную пористость наблюдали в образцах после твердения и расширения в 1–суточном возрасте (размер пор от 600 до 3000 Å). В трехдневном возрасте этот показатель снижается от 300 до 900 Å, хотя характер кривых распределения остается таким же, как в суточном возрасте. К 28 суткам максимумы достигают от 80 до 160 Å. Таких значительных изменений в поровом пространстве не возможно достичь даже при использовании традиционных ПЦ в сочетании с микрокремнеземом (silica fume). На основании полученных данных в работе [300] сделан вывод, напрягающие бетоны, твердеющие в связанных условиях, обладают не только высокой плотностью структуры, но и высокой прочностью.

Что касается сил, вызывающих расширение, то применительно к отдельным частицам активного компонента эти силы могут быть весьма значительными, поскольку они определяются энергетикой фазовых переходов при реакции активных частиц с окружающей средой [60]. Поэтому давление, которое может развивать расширяющийся цемент в процессе твердения, в основном лимитируется прочностью его структуры на смятие.

Из рассмотрения химической стороны явления расширения следует выделить наиболее важные, на наш взгляд, положения, которые

далее будут полезны при анализе закономерностей, связанных с самонапряжением бетонов на напрягающем цементе:

1. Источником расширения напрягающих цементов и бетонов на их основе является образование в структуре активных соединений гидросульфоалюмината кальция – этtringита, увеличивающих свой объем в процессе гидратации вяжущего. Однако это условие следует рассматривать как обязательное (необходимое), но недостаточное.
2. Увеличение объема структуры, а следовательно, и образование собственных напряжений и деформаций возможно лишь при локализованном образовании этtringита непосредственно на поверхности исходных частиц цемента (образование активного этtringита). Такое локализованное увеличение объема активных частиц, входящих в состав твердой фазы, приводит к увеличению объема затвердевающей структуры. При этом, прирост объема всей структуры может значительно превышать прирост объема твердой фазы активного компонента.
3. В отличие от расширяющихся составов (на примере гипсоглиноземистого цемента), где этtringит образуется и существует в основном в поровом пространстве, как бы "вне структуры" (пассивный этtringит), активный компонент в составах на напрягающем цементе является составным элементом структуры.
4. Микроскопические исследования образцов из напрягающего цемента [60, 222, 300] показали, что этtringит, выделяющийся в виде тонкодисперсных кристаллов, равномерно распределен в гидратированной массе цементного камня.
5. При анализе особенностей формирования собственных напряжений (самонапряжений) в структуре напрягающего бетона в зависимости от условий развития деформаций расширения следует рассматривать участок II структурных кривых, характеризующий интенсивное увеличение объема структуры.

Заканчивая рассмотрение химической стороны явления расширения напрягающих цементов следует уделить внимание еще одному важному вопросу, который непременно встает перед специалистом, ко-

торый пытается применить напрягающий цемент и бетон на его основе в практической деятельности – вопросу об устойчивости во времени или жизнедеятельности, главным образом, расширяющейся фазы указанных цементов – гидросульфоалюмината кальция (этtringита).

Методами рентгенофазового и дифференциально-термического анализов была исследована устойчивость этtringита в цементном камне из НЦ после выполнения своей активной функции, т.е. при последующем твердении НЦ после стабилизации процесса расширения [58, 60].

Исследования показали, что устойчивость первоначально образовавшегося этtringита обусловлена соотношением в составе цемента количества гипса и алюминатов кальция. Так, в составе НЦ (№ 7 табл. 1.2), где содержится 14 % гипса наблюдали устойчивое существование этtringита в цементном камне в течение длительного периода (более 10 лет наблюдений) без каких-либо фазовых превращений. В то время, как в цементном камне на НЦ (состав № 8 табл. 1.8), где наблюдается избыток алюминатов по отношению к гипсу после полного связывания гипса и окончания процесса расширения происходит частичное превращение первоначально образовавшегося этtringита в моносульфат кальция – $3\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{CaSO}_4-12\text{H}_2\text{O}$ [57]. Указанный фазовый переход этtringита в моносульфоалюминат кальция в цементном камне на НЦ обусловлен наличием в системе свободных алюминатов кальция после связывания гипса и находится в полном соответствии с условиями равновесия в четвертной системе $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{CaSO}_4-\text{H}_2\text{O}$, подобно тому, как это было представлено Д'Ансом и Эйкон [217].

Таблица 1.2.

Составы напрягающих цементов, использованных в исследованиях [57]

Условное обозначение состава	Портланд-цемент	Глиноземистый цемент	Гипс-2	CaO
НЦ-Т № 7	66	20	14	–
НЦ-Т № 8	65	21	14	

При изучении некоторых составов напрягающих цементов с невысоким содержанием гипса и повышенным содержанием алюминатной составляющей, в течение двух лет наблюдали практически полную перекристаллизацию эттрингита в моносulьфоалюминат [57, 58]. Следует, однако, отметить, что перекристаллизация эттрингита в моносulьфоалюминат вызывая некоторую деструкцию цементного камня, не влияет на достигнутую деформацию расширения, т.к. происходит в уже зафиксированном объеме структуры после окончания процесса расширения.

1.2.2. Геометрия собственных деформаций расширяющихся композитных структурных систем

При оценке собственных напряжений, являющихся следствием описанных выше физико-химических процессов, протекающих при взаимодействии структуры с внешней средой, важным вопросом является геометрическая сторона явлений деформации, т.е. вопрос о том, каким образом изменение объема или размеров частиц, составляющих структуру, влияет на деформацию всей структуры в целом.

Согласно представлениям [60, 61] общий объем структуры пористого материала, которым является бетон, может быть описан:

$$V_s = V_t + V_p \quad (1.1)$$

где V_s – общий объем структуры;

V_t - объем слагающих ее частиц (твердой фазы);

V_p - объем пор.

Структура многих пористых материалов, в частности бетона, образована из нескольких типов включений (частиц), отличающихся по своим физико-химическим и механическим свойствам. В рассматриваемом случае нас будут интересовать системы, имеющие в своем составе своей твердой фазы частицы двух типов: пассивные – не изменяющие своего первоначального объема, и активные - претерпевающие заданную объемную деформацию.

Для изучения собственных деформаций таких систем в работе [60] предложены двухкомпонентные геометрические модели, представленные на рис. 1.5.

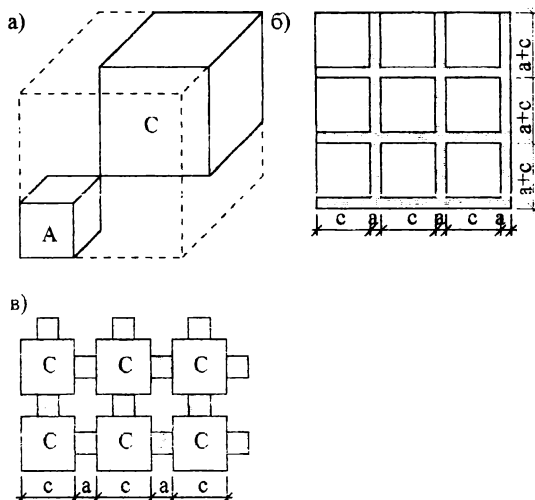


Рис. 1.5. Модели двухкомпонентных структур с угловыми (а, б) и гранецентрированным расположением активного компонента (в)

При полном заполнении пространства между пассивными частицами активным компонентом прирост суммарного объема структуры просто равен увеличению объема активного компонента, т.к. его поверхность в данном случае является поверхностью ячейки. Для структур, в которых активное вещество распределено в виде слоя по поверхности пассивных частиц прирост объема всей структуры пропорционален ($K = V_s/V_t$) приросту объема активного вещества. Структуры такого типа ведут себя подобно однокомпонентному телу, структурным элементом которого является пассивная частица вместе с окружающим ее активным веществом.

Рассмотренный случай представляет значительный практический интерес, поскольку такая модель структуры с достаточной вероятностью описывает различные бетоны и растворы. Из баланса объемов

составных частей такой структуры следует, что в процессе деформирования ее исходная сплошность будет нарушаться. Так, в случае увеличения объема активного компонента при условии отсутствия внешних ограничивающих связей объем полости, в которую заключена пассивная частица, увеличится, при этом должен произойти разрыв по контакту поверхностей активного и пассивного компонентов.

В реальных структурах разность объемов компонентов, возникшая при деформации, может частично компенсироваться за счет упругих или пластических деформаций структуры, что связано с возникновением внутренних напряжений и частичной их релаксацией. Поэтому контактная зона, т.е. пограничный слой между цементным камнем – активным компонентом и заполнителем, является местом наибольшей концентрации напряжений. Как известно [6, 60, 98, 99] состояние контактной зоны оказывает значительное влияние на прочностные характеристики бетонов.

Из рассмотрения геометрической стороны явления расширения вытекает ряд важных положений, сформулированных в [60], необходимых для обоснования механизма собственных деформаций пористых структур при выборе расчетной модели, описывающей процесс расширения:

1. Увеличение объема пористой структуры возможно лишь при условии локализованного увеличения объема всех или некоторых (активных) частиц, входящих в ее состав. Под локализованным увеличением объема понимают свойства частицы деформироваться как единое целое. При этом увеличение объема структуры может намного превышать увеличение объема составляющих ее частиц, особенно в двухкомпонентных структурах.
2. Если увеличение объема твердых фаз, составляющих структуру, сопровождается процессами, приводящими к уменьшению ее пористости, то деформация структуры может снизиться до нуля и даже принять отрицательное значение.
3. Экспериментальные кривые $\Delta V_s = f(\Delta V_t)$, полученные для реального материала позволяют судить о том, какая часть прироста объема

частиц идет на деформацию структуры, а какая часть "гасится" внутри структуры в результате ее необратимого, а также обратимого уплотнения.

1.2.3. Экспериментально-теоретические исследования напряжений при расширении напрягающего бетона

Общие предпосылки. В общем случае принято считать, что энергия расширения, или та работа, которую может совершить твердеющий бетон на напрягающем цементе при его расширении на единицу объема или длины, определяется, с одной стороны, силами, вызывающими расширение, а с другой – жесткостными характеристиками ограничивающих связей, препятствующих расширению [78, 128, 191, 193].

Что касается сил, вызывающих расширение, то они достаточно хорошо изучены и были коротко охарактеризованы выше. Попытаемся проанализировать степень влияния внутренних и внешних связей, препятствующих расширению и определить, хотя бы качественно, их вклад в развитие собственных напряжений в структуре напрягающего бетона.

На основании результатов экспериментальных исследований в работах [78, 128, 191] был сделан вывод о том, что напрягающий бетон в конструкции при прочих равных условиях может достигнуть самонапряжения в такой степени, в какой его расширению препятствует внешнее ограничение (в традиционном понимании – армирование). Поэтому рассматривая в качестве характеристики внешнего ограничения коэффициент армирования сечения ρ_i , принято считать, что чем он выше, а значит и выше степень ограничения свободы деформаций расширения, тем выше величина самонапряжения. Исходя из этого, величину самонапряжения в конструкции было предложено оценивать по т.н. «визуальному» эффекту – а именно деформациям внешней ограничивающей связи. Обоснование такого подхода было сформулировано в работах [13, 14, 78, 128, 191, 192, 217].

На основании многочисленных экспериментальных исследований армированных элементов [13–14, 73, 78, 128, 179, 191, 193, 194, 217,

222] был предложен целый ряд феноменологических зависимостей, связывающих несвободные деформации напрягающего бетона в процессе его расширения (либо самонапряжения), с коэффициентом армирования сечения ρ_l . Практически все они функционально могут быть описаны (рис. 1.6, 1.7) зависимостью вида:

$$\varepsilon_{сн,сЕ} = m \cdot \rho_l^{-n} \quad (1.2)$$

где m и n – эмпирические коэффициенты;

ρ_l – коэффициент армирования, характеризующий влияние ограничивающей связи по рассматриваемому направлению.

Для практических расчетов самонапряжения бетона конструкции в работах [78, 110] предложена зависимость вида:

$$\sigma_{сЕ} = f_{сЕ,d} \sqrt{\frac{1.57 \cdot \rho_l}{0.0057 + \rho_l}} = f_{сЕ,d} \cdot k_p \quad (1.3)$$

графически показанная на рис. 1.8.

Как видно из рис. 1.8, 1.9, самонапряжение в одноосно ограниченных элементах интенсивно возрастает при степени ограничения, соответствующей $\rho_l = 0.22 \div 0.9$ %, что удовлетворяет, с некоторыми допущениями, положениям энергетической теории. Однако, по мере приближения к точке $\rho_l = 1$ % связанные деформации (при прочих равных условиях) начинают стабилизироваться, в интервале $\rho_l = 1 - 3.4$ % развиваются крайне медленно, а при $\rho_l \geq 6$ % – наблюдается спад самонапряжения (при $\rho_l = 6.67$ % самонапряжение в продольном направлении не превышает значений, полученных при $\rho_l = 0.9$ %) (см. рис. 1.9).

Такой характер развития самонапряжения в определенной мере противоречит положениям энергетической теории и результатам полученным авторами [60], где внутренние напряжения оценивали в условиях практически полного отсутствия деформаций.

Следует отметить, что количественная оценка собственных напряжений представляет значительные трудности, связанные с недостаточной разработкой методики и необходимых технических средств для их непосредственного измерения напряжений. Для измерения собст-



Рис. 1.6. Влияние процента продольного армирования ρ на связанные деформации расширения цемента типа "К" [217].

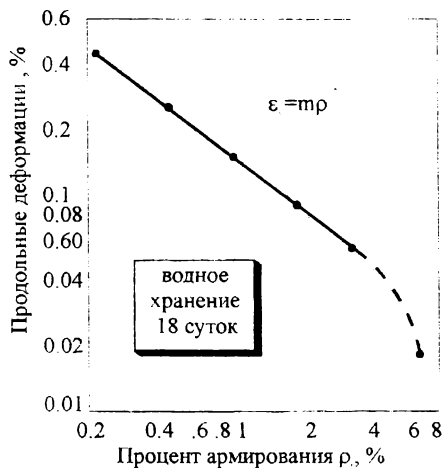


Рис. 1.7. Изменение связанных деформаций бетона ϵ на напрягающем цементе типа "К" в зависимости от процента ограничивающего армирования [191].

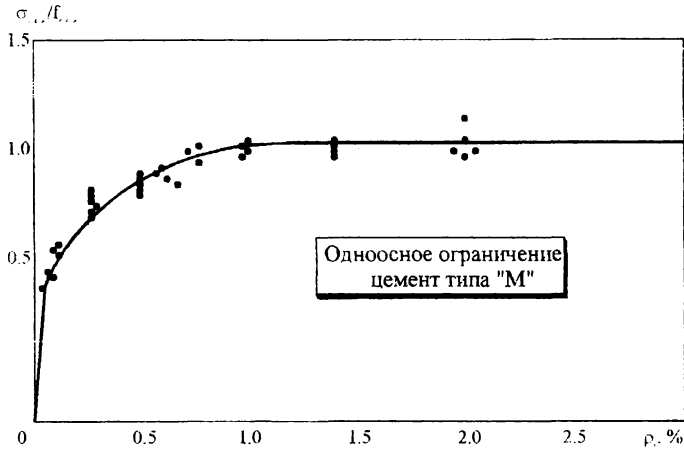


Рис. 1.8. Зависимость относительного самоупрежения $\alpha = \frac{\sigma_{CE}}{f_{cd,CE}}$ от процента армирования сечения ρ_1 [110].

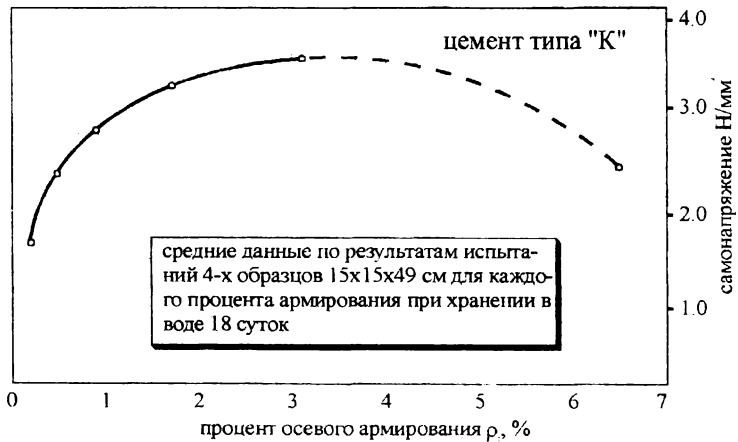


Рис. 1.9. Влияние процента армирования ρ_1 на самоупрежение бетона на напрягающем цементе типа "К" [193].

венных напряжений в расширяющихся системах авторами [68] были разработаны и использованы метод механической компенсации деформаций расширения и метод магнитоупругих датчиков [5].

Как следует из сравнительного анализа, приведенного в [60, 61], стандартный метод динамометрических колец [78, 130], по которому производят оценку собственных напряжений исходя из измеренных деформаций внешнего ограничения (внешнее проявление эффекта) дает самые низкие результаты, т.к. допускает большую связанную деформацию в процессе расширения. Поскольку деформация образца приводит к частичной релаксации развивающихся в структуре собственных напряжений, их истинное значение может быть определено лишь методами, исключающими деформации образца [60].

Кроме того, стандартные образцы при испытаниях находятся в условиях одноосного ограничения, а в двух других направлениях допускают свободу деформаций. Такие условия не позволяют произвести объективную оценку физико-механических свойств материала и зачастую приводят к противоречивым результатам. Так, при испытаниях цементов различных рецептур могут быть достигнуты примерно одинаковые значения самонапряжения при различных величинах свободного расширения [72]. С другой стороны, при использовании активных цементов испытания по стандартной методике приводят к их саморазрушению, в то время как в условиях трехосного ограничения те же составы имеют не только значительное самонапряжение, но и прочность (см. раздел 1.3).

В связи с этим можно сделать следующие заключения:

- во-первых, значение самонапряжения бетона, установленные по деформациям внешнего ограничения ("визуальный эффект") при определенных граничных условиях не является адекватной оценкой суммарных собственных внутренних + внешних (от реакции ограничения) напряжений, возникающих в структуре при расширении;
- во-вторых, игнорирование внутренних структурных напряжений, которые не регистрируются по деформациям внешнего ограничения (а

они несомненно присутствуют в структуре при постоянной энергоактивности напрягающего цемента как источника расширения), может привести к появлению нежелательных эффектов (микротрещинообразованию и даже к саморазрушению структуры) на стадии твердения напрягающего бетона.

При анализе экспериментальных зависимостей (рис. 1.6, 1.9), обращает на себя и тот факт, что стабилизация связанного расширения, а как следствие и самонапряжения, в одноосно армированных образцах происходит при ρ_1 близком к 1 % ($\rho_1 = 0.99 \div 1.67$ %). При более высокой степени внешнего одноосного ограничения наблюдается заметное падение самонапряжения.

Для выявления особенностей и характера перераспределения внутренних напряжений в композитной расширяющейся системе при изменении степени внешнего ограничения деформаций были поставлены экспериментально-теоретические исследования, выполненные на двухкомпонентных структурных моделях.

Выбор расчетной модели. Как показано в [6, 98, 99], при исследовании поведения бетона как сложной многоступенчатой гетерогенной системы возникает необходимость использования для решения задачи целого ряда допущений, схематизирующих явление. Это, во-первых, понятие о бетоне как о двухкомпонентной системе, элементы которой – матрица (цементный камень, растворная часть) и заполнитель – удовлетворяют предпосылкам механики континуума. Указанный принцип может быть перенесен на мезоуровень к системе "зерна песка – цементный камень" и микроуровень – "цементный камень" ("микробетон" по В.Н. Юнгу и И.Н. Ахвердову или "конгломерат в конгломерате" по А.М. Подвальному). Во-вторых, считается целесообразным считать заполнитель в условной системе "матрица–заполнитель" равномерно и регулярно распределенным в матрице цементного камня (раствора) [49, 98, 99]. При этом, как правило, форму заполнителя принимают шаровидной, либо в виде дисков (в случае решения системы как плоской задачи). В-третьих, при решении задачи о деформативной способности

двухкомпонентной системы до границы микротрещинообразования предполагается, что обеспечивается полное сцепление заполнителя с матрицей. Принятое абстрагирование системы имеет свои преимущества и недостатки, подробно охарактеризованные в [12, 49, 91, 98, 99]. Однако, использование этих, в некотором роде, абстрактных систем, позволяет в ряде случаев достаточно полно выполнить качественный анализ наблюдаемых явлений.

Для суждения о влиянии различных явлений на устойчивость решения задачи об определении напряжений, а также на соответствие таких решений самому изучаемому явлению, сопоставим решения, полученные на различных моделях.

Так в работах [32, 33, 98, 99] для объяснения ряда особенностей поведения бетона при усадке, температурных воздействиях и сжатии, использовано представление о бетонном композите как о плоской упругой матрице, в которую включены соединенные с ней круглые диски, образующие ортогональную регулярную систему.

В работе [91] изучались вопросы, связанные с влиянием типа модельной структуры на величину и характер структурных напряжений. Для этого, наряду с ортогональной (рис. 1.10а), рассмотрена треугольная решетка (рис. 1.10б). Сопоставление результатов расчета, выполненного с помощью этих, а также других моделей (одиночная модель – "шар-заполнитель в упругой оболочке-матрице" – при трехмерной модели или "круглый упругий диск, скрупленный с упругим кольцом" – при плоской задаче, показанные на рис. 1.10в, послужило основанием для выводов, касающихся выбора модели и влияния типа модельной структуры на величину и распределение собственных напряжений в композите.

Расчеты, выполненные в [91] на основе каждой из указанных моделей, позволили сделать следующий общий вывод: **как сравнительно простые, так и достаточно сложные модели, несмотря на их различия, подчеркиваемые некоторыми исследованиями [6, 32, 98], приводят к аналогичным качественным и близким количественным результатам.**

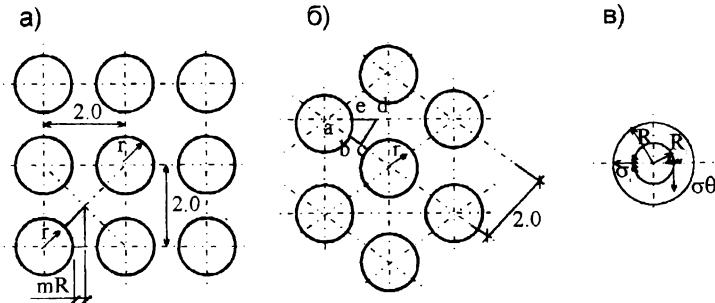


Рис. 1.10. Плоская континуальная с ортогональным квадратным (а) и треугольным (б) расположением включений, одиночная (диск в кольце) и трехмерная (шар в сферической оболочке) (в) модели бетонного композита.

Исследования ортогональной континуальной модели позволило описать поведение бетонного композита при усадке [32, 33]. Одиночная шаровая модель дала возможность объяснить экспериментальные данные, получаемые при исследованиях морозостойкости бетона [98, 99]. В частности, показано в [98], что модели дают соответствующее эксперименту описание влияния на разрушение бетона концентрации компонентов, их модулей упругости, значений температурных деформаций и др. Общим для всех моделей является то, что все они двухкомпонентны и состоят из матрицы и включений. Включения, которые формируют поле напряжений в матрице в результате взаимодействия с нею в изученных моделях имеет форму цилиндра или шара. Наличие соседних включений в континуальных моделях изменяет напряженное состояние матрицы вблизи отдельного включения. Возможность получения детальной информации о поле напряжений в композите является преимуществом более сложных континуальных моделей. В тех случаях, когда наибольший интерес представляют значения максимальных напряжений вполне приемлемыми оказываются простые одиночные модели. Расчеты, выполненные в [91], свидетельствуют о том, что при концентрации включений, характерных для реальных структур, влияние

соседних зерен не приводит к значительному изменению (по сравнению с одиночными моделями) зависимости максимальных напряжений от различных факторов.

Подводя итог, следовало бы представить вывод сделанный в работе [91] о том, что несмотря на, казалось бы, крайний схематизм моделей, они позволяют получить, в целом, верное описание свойств композита. Объяснение этого, по-видимому, заключается в следующем.

Вокруг каждого включения в композите возникает поле напряжений, которое при одной и той же матрице определяется характеристиками (формой, размерами и т.д.) включений. Поскольку число включений весьма велико и, следовательно, велико разнообразие индивидуальных особенностей отдельных включений, то результаты влияния этих факторов в определенном смысле устойчивы, свойства композита практически не зависят от колебаний в некоторых границах формы, размеров, взаимного расположения отдельных включений. Таким образом, проявляется закономерность, аналогичная закону больших чисел. Это обстоятельство предопределяет эффективность использования моделей для описания основных свойств композита. А из этого следует, что все выбранные модели, несмотря на различия между ними описывают устойчивые особенности поведения бетонного композита.

Для качественной оценки собственных напряжений в расширяющихся системах были использованы двухкомпонентные модели, состоящие из пассивных включений и активной матрицы, заполняющей пространство между ними, что удовлетворяет требованиям, сформулированным в п.п. 1.2.1 и 1.2.2

Методика, принятая при исследовании. Подробно методика проведения исследования перераспределения собственных напряжений в расширяющейся системе изложена в наших работах [138, 162].

Исследования выполняли на двухкомпонентных моделях, представлявших собой активную растворную матрицу и пассивные включения-диски, моделирующие заполнитель.

Напряженное состояние в двухкомпонентной структуре при наличии переменного внешнего ограничения рассчитывали по компьютерной модели при помощи метода конечных элементов (МКЭ) с использованием пакета прикладных программ для ПЭВМ "Мираж" [162]. Для компьютерного моделирования были использованы прямоугольные и треугольные конечные элементы плосконапряженной и шатровые элементы объемной систем. В расчетах на моделях постоянными параметрами являлись:

- исходные линейные размеры образца и диаметры включений (сим. рис. 1.18);
- деформация линейного расширения системы в свободном состоянии (соответствующая $\varepsilon_{CE,w} = 1 \%$);
- жесткостные характеристики включений.

Увеличение объема активной матрицы моделировали посредством температурной симуляции. При этом коэффициент линейного расширения активной матрицы подобрали таким образом, чтобы суммарное расширение моделируемого элемента в свободном состоянии (без ограничивающих связей на контуре) соответствовало $\varepsilon_{CE,w} = 1 \%$.

В качестве основного переменного параметра была принята жесткость ограничивающей связи на контуре. Ее подбирали таким образом, чтобы величина связанных деформаций образца изменялась в следующих пределах $\varepsilon_{CE,w} = 1 \%$; 0.75% ; 0.5% ; 0.1% ; 0.05% ; 0.01% ; 0% (условно абсолютно жесткое ограничение).

Расчет модели производили в два этапа. На первом этапе считали, что матрица и включение объединены по контакту абсолютно жестко. На основании расчета 1-ой ступени (упругий расчет) определяли элементы, в которых главные растягивающие напряжения превышали предельные значения. Для таких элементов вводили трещины (их моделировали двухузловыми элементами) и повторяли расчет 2 ступени (элементы с трещинами).

В расчетных моделях были использованы реальные жесткостные характеристики для матрицы и деформации связанного расширения,

определенные из испытания опытных образцов, приведенные в работах [138, 162]:

Для проверки результатов расчета по компьютерным моделям были изготовлены и испытаны опытные образцы, номенклатура которых представлена в таблице 1.3, а общий вид и конструкция на рис. 1.11.

Опытные образцы были заключены в динамометрические кондукторы, состоявшие из пластин-ограничителей толщиной 20 мм, и стальных тяжей, изменением сечения которых задавали различную степень ограничения деформаций расширения напрягающего бетона. Образцы были изготовлены из цементно-песчаного раствора на высокоактивном напрягающем цементе лабораторного помола и кварцевом песке с модулем крупности $M_k=2,4$. Для получения картины трещинообразования, качественно характеризующей распределение напряжений в матрице, для части образцов был сознательно выбран саморазрушающийся цемент с величиной свободного расширения 4.5 %. Водоцементное отношение было принято постоянным и составило $V/C=0,35$. Заполнитель моделировали стальными дисками-включениями диаметром 40 мм из стали с модулем упругости $E_s = 2.12 \times 10^4$ Н/мм². Концентрацию заполнителя варьировали в возможных пределах (от 12 до 20 %) изменением

Таблица 1.3.

Краткая программа исследований

Обозначение образца	Варьируемые параметры и их значения			
	Напрягающий цемент	Процент ограничивающей арматуры ρ_1 , %	L, мм	m, мм
НР-1		без ограничений		
НР-2	НЦ-7	1.14	170	7
НР-3		4,6		
Р-1	НЦ-8	4.6	200	5
Р-2		10.4		

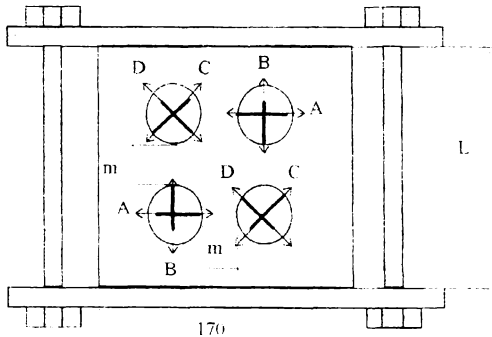


Рис. 1.11. Общий вид образцов и схема расположения тензодатчиков на включениях.

1 – стальные пластины-ограничители; 2 – стальные тяжи; 3 – растворная активная матрица; 4 – включения

расстояния между включениями от 5 до 7 мм. Напряженно-деформированное состояние во включениях, моделирующих заполнитель, контролировали при помощи наклеенных в перпендикулярных направлениях надежно изолированных тензодатчиков омического сопротивления с базой 5 мм. Деформации растяжения в тросах кондуктора измеряли при помощи наклеенных на них тензорезисторов с базой 20 мм. Кроме того, производили измерение кондукторов в стационарных штативах.

Напряженное состояние в характерных точках растворной матрицы, регистрировали с помощью магнитоупругих датчиков напряжений согласно методики [5, 60] и качественно оценивали по зафиксированной картине видимого трещинообразования образцов.

Анализ полученных результатов. Результаты измерений и картина трещинообразования опытных образцов (рис. 1.11) показали качественное совпадение напряженного состояния в характерных точках матрицы и включений, с результатами, полученными из расчета по компьютерным моделям [162]. Это явилось основанием для использования результатов, полученных при компьютерном моделировании при анализе перераспределения внутренних напряжений в зависимости от изменения степени внешнего ограничения деформаций расширения.

Проведенные исследования позволили выявить следующие особенности процесса развития внутренних напряжений при расширении двухкомпонентной системы в условиях ограничения деформаций на контуре. При отсутствии внешних связей деформации активной матрицы ограничивают только пассивные включения. Так, при наличии только одного включения пассивный элемент, являясь ограничением, подвергается растяжению, а в матрице максимальные напряжения действуют по контакту элементов, имеющих различные жесткостные характеристики. По мере удаления от включения напряжения резко уменьшаются, стремясь к нулю. В случае, когда максимальные контактные напряжения достигают предела прочности контакта, зависящей от сопротивления материала матрицы растяжению, происходит образование

микротрещины по контакту и разуплотнение структуры. Опыты, проведенные с одиночными элементами, помещенными в матрицу на активном напрягающем цементе, показали, что при расширении включения отделялось от матрицы.

Совершенно по иному ведет себя элемент с несколькими включениями, где начинает активно проявляться взаимное влияние пассивных элементов. Из анализа напряженно-деформированного состояния такого элемента установлено [162], что в активной матрице преобладающее влияние имеют сдвигающие напряжения, а в свободных неограниченных элементах формируются поля главных сжимающих и растягивающих напряжений. Вместе с тем, максимальные напряжения действуют по-прежнему на границе контакта "включение-матрица" и собственно в растворной матрице на участках между включениями (рис. 1.12, 1.13).

Напряженное состояние в характерных точках растворной матрицы, регистрировали с помощью магнитоупругих датчиков напряжений согласно методики [5, 60] и качественно оценивали по зафиксированной картине видимого трещинообразования образцов.

По мере возрастания жесткости внешних ограничивающих связей (связанные деформации становятся менее 0.5 %) можно отметить одну важную, на наш взгляд, особенность. Она связана с тем, что напряжения на участке матрицы между включением и ограничивающей связью выравниваются, что характеризует очевидно одинаковую степень ограничения со стороны пассивных включений, входящих в структуру, и внешней связи. При дальнейшем возрастании жесткости внешней ограничивающей связи конечные элементы с максимальными напряжениями смещаются в пределах матрицы в сторону внешнего ограничения (рис. 1.12, 1.13). При этом, если для элементов с жесткостью внешней ограничивающей связи, эквивалентной $\rho_1 = 0.1 \div 1$ % наблюдается возрастание сжимающих напряжений и некоторое сокращение поперечных деформаций, то при $\rho_1 > 6$ % происходит интенсивный прирост растягивающих напряжений в «свободном» направлении и значительное увеличение поперечных деформаций.

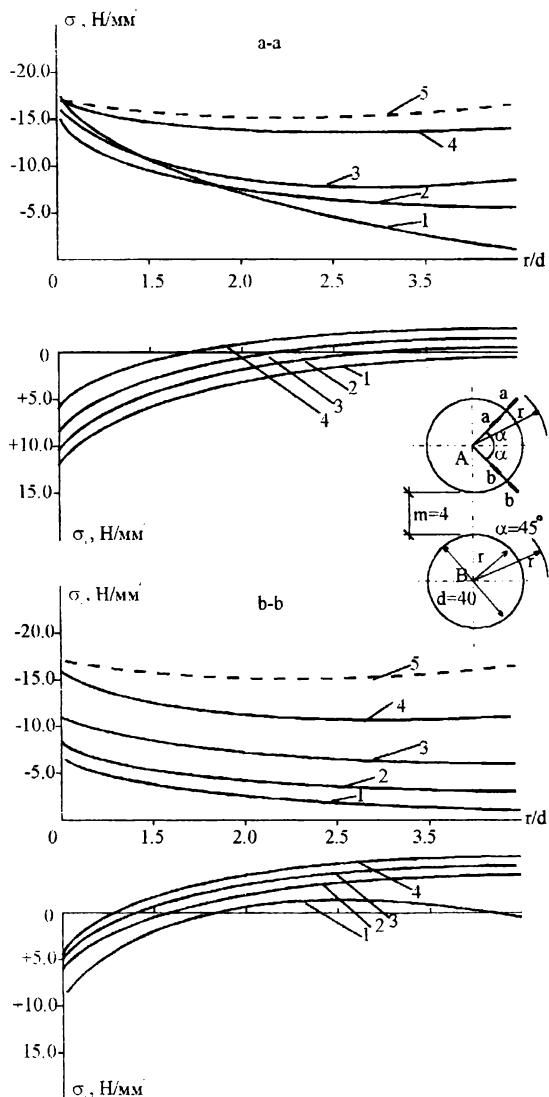


Рис. 1.12. Распределение главных напряжений " σ_1 " и " σ_2 " (в Н/мм^2) в матрице двухкомпонентной модели при изменении степени внешнего ограничения на контуре:
 1 – $\varepsilon_{\text{CE,n}} = 1\%$ ($\rho_l = 0$); 2 – $\varepsilon_{\text{CE,n}} = 0.75\%$; 3 – $\varepsilon_{\text{CE,n}} = 0.5\%$;
 4 – $\varepsilon_{\text{CE,n}} = 0.1\%$; 5 – $\varepsilon_{\text{CE,n}} = 0.01\%$. (до образования трещин по грани заполнитель–включение).

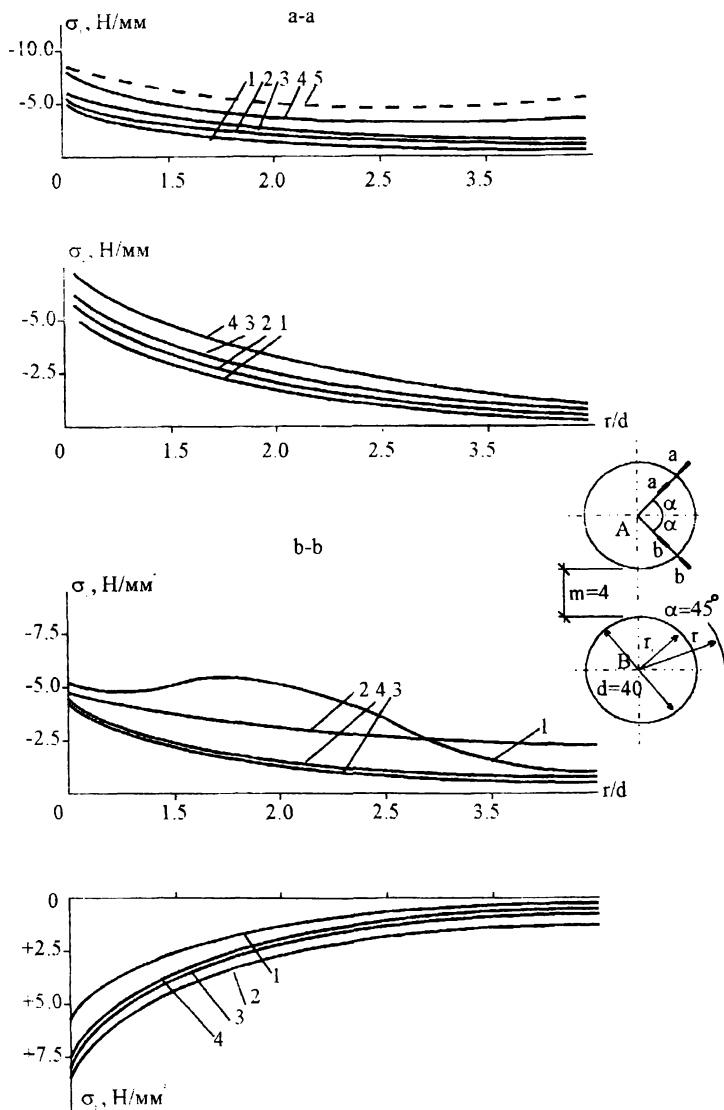


Рис. 1.13. Релаксация главных напряжений " σ_1 " и " σ_2 " (в $\text{H}/\text{мм}^2$) в матрице двухкомпонентной модели при образовании трещин по контакту "матрица-включение":

- 1 — $\varepsilon_{\text{CE},n} = 1\%$ ($\rho_I = 0$); 2 — $\varepsilon_{\text{CE},n} = 0.75\%$; 3 — $\varepsilon_{\text{CE},n} = 0.5\%$;
 4 — $\varepsilon_{\text{CE},n} = 0.1\%$; 5 — $\varepsilon_{\text{CE},n} = 0.01\%$ ($\rho_I = 1$).

Следует отметить, что наблюдаемый факт находит экспериментальное подтверждение в работах [78, 128, 191, 192].

Установленный характер развития собственных напряжений в структуре позволяет объяснить экспериментальные зависимости (см. рис. 1.6–1.9), используемые в расчетах самоупругающегося бетона. Действительно, видимый эффект самоупругающегося бетона при расширении, оцениваемый по деформациям внешнего ограничения свидетельствует якобы о падении самоупругающегося бетона при $\rho_1 > 6\%$, однако внутренние напряжения, которые достаточно сложно измерить непосредственно, продолжают возрастать до некоторого предельного значения, определяемого прочностными характеристиками структуры. Следует отметить, что развитие значительных внутренних сжимающих напряжений в матрице и, как следствие, появление растягивающих напряжений противоположного направления, приводит к микротрещинообразованию в структуре и интенсифицирует расширение в этом направлении, что сказывается на прочностных и деформационных характеристиках бетона (см. раздел 1.3).

Используя рассмотренную двухкомпонентную модель проанализируем наблюдаемый эффект стабилизации самоупругающегося бетона в одноосно ограниченных элементах при процентах армирования сечения близких к $\rho_1 = 1\%$ (рис. 1.8). Прежде всего, следует отметить, что при анализе внутренних напряжений, возникающих в двухкомпонентных структурах при усадке, температурном расширении [85], как и при нагружении [7] обращает на себя внимание тот факт, что зависимость максимальных напряжений в матрице от соотношения модуля упругости включения и матрицы (E_b/E_m) имеют весьма схожий характер с графиком, показанным на рис. 1.8. В данном случае соотношение модулей упругости матрицы и включения характеризует ограничивающее влияние последнего. Рассматривая ограниченные образцы из напрягающегося бетона как двухкомпонентную систему, где активной матрицей является собственно напрягающийся бетон, а глобальным пассивным включением является внешнее ограничение, очевидно, что стабилизация напряжений должна наблюдаться при жесткости внешнего ограничения

соизмеримой с жесткостью собственной структуры напрягающего бетона. Действительно, принятый при оценке степени ограничения показатель – коэффициент армирования сечения (определяемый как $\rho_1 = A_s/A_c$) подразумевает по своей сути соотношение жесткостных характеристик $\left[\frac{C_s}{C_c} = \frac{A_s \cdot E_s}{A_c \cdot E_c} \right]$. При этом нетрудно заметить, что при соотношении $A_s/A_c = 0,01$ ($\rho_1 = 1 \%$) значение жесткости внешнего ограничения ($0,01 \cdot E_s$) становится близким к жесткостной характеристике структуры, что и приводит, очевидно к выравниванию напряжений в матрице между включением и внешним ограничением. Этот эффект подтверждается данными, полученными из расчета компьютерных моделей (см. рис. 1.12, 1.13).

Наблюдаемые эффекты могут быть пояснены на предельно идеализированной, но простой для понимания, линейной модели расширяющейся системы (рис. 1.14), включающей активный элемент (1), изменяющий свои линейные размеры (подвергающийся расширению), элемент конечной жесткости C_1 , характеризующие упругие ограничи-

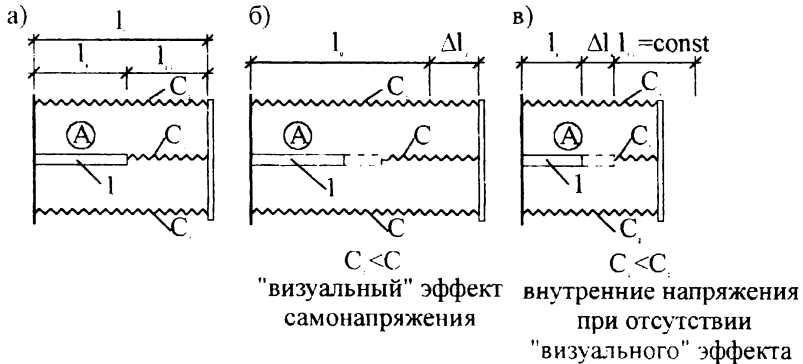


Рис. 1.14. Идеализированная модель развития самонапряжения в условиях внешнего ограничения

C_1 – жесткость, характеризующая структуру;

C_2 – жесткость, характеризующая внешнее ограничение.

вающие свойства собственной структуры и элементы конечной жесткости C_2 , характеризующие внешнее ограничение.

При жесткости внешнего ограничения $C_2 < C_1$ энергия расширения используется в основном на деформирование внешних связей, не вызывая существенных напряжений во внутренних связях C_1 (внешнее проявление эффекта расширения). При $C_1 = C_2$ ограничение становится однородным и в равной степени препятствует расширению активного элемента. Очевидно, что соотношение $C_2 \approx C_1$ соответствует точке $\rho_1 = 1\%$ на графиках связанных деформаций и самоупругения (см. рис. 1.8, 1.9). При обратном соотношении, когда $C_2 > C_1$ наблюдается стабилизация расширения, а затем уменьшение деформаций внешнего ограничения и соответственно возрастание деформаций и напряжений во внутреннем элементе C_1 (внутреннее проявление эффекта расширения).

При расчете самоупругения в конструкциях по мультипликативной модели методик [78, 110] степень ограничения описывают через коэффициент армирования сечения, игнорируя соотношение жесткостных характеристик бетона и ограничивающей связи ($E_s/E_{c(\tau)}$). Очевидно, что такой подход допустим при проценте армирования сечения в пределах $\rho_1 \leq 6\%$. При более высокой степени ограничения следует определенным образом учитывать соотношение жесткостных характеристик внешних связей и структуры бетона. Так, например, образцы из напрягающих цементов с высокой энергией расширения и несбалансированным ростом расширения и прочности (когда расширение превалирует над прочностью) показывают характерное саморазрушение (рис. 1.15) в условиях одноосного ограничения, весьма напоминающее разрушение сжатых образцов. Однако это соответствует напряженному состоянию двухкомпонентных моделей в условиях достаточно высокого ограничения ($\rho_1 > 10\%$). Поэтому очевидно предположить, что для таких элементов стандартные условия (при степени ограничения $\rho_1 = 1\%$ для образцов нормального состава), соответствуют значительно большей жест-



Рис. 1.15. Характерное саморазрушение активного напрягающего бетона

кости внешнего ограничения в результате снижения жесткости собственной структуры (при ее низкой прочности).

Из анализа двухкомпонентных систем следует, что при развитии внутренних напряжений в расширяющихся материалах, особенно в ранний период расширения и невысоких процентах армирования сечения, внутреннее ограничение, характеризующееся жесткостью включения (его модулем упругости), существенно влияет на деформации расширения, и в частности на концентрацию максимальных напряжений в районе контакта включения и матрицы. При снижении модуля упругости включения, очевидно будут возрастать деформации расширения, так как жесткость внутренних ограничивающей связи уменьшается. Так, например бетоны, выполненные на керамзитовом гравии, при прочих равных условиях показывают величину связанного расширения большую, чем бетоны на гранитном щебне (см. рис. 1.16).

В элементах с невысокой степенью внешнего ограничения основной прирост напряжений в матрице происходит за счет влияния внешних свя-

зей. Поэтому для элементов, имеющих армирование $\rho_1 \leq 6\%$ (что характерно для железобетонных конструкций) при оценке самоупругения достаточно для практики точно, внутренние структурные напряжения могут не учитываться, так как "внутреннее ограничение" (при твердофазовом расширении) оказывает в большей мере влияние не на величину напряжений в структуре, а на величину связанных деформаций расширения, вызывающих растяжение во внешней ограничивающей связи. В случае увеличения коэффициента армирования ($\rho_1 > 10\%$) при расчете самоупругения следует пользоваться не расчетной зависимостью (1.3), а графическими зависимостями, представленными в [78], которые на наш взгляд, более точно оценивают величину истинных внутренних напряжений с позиций, представленных выше. Вместе с тем, ограничивающий эффект структуры в определенной мере косвенно может быть учтен в расчетах самоупругения через коэффициент, описывающий влияние начальной прочности напрягающего бетона, при которой интенсифицируют процесс расширения (см. раздел 2.1).

1.3. Свойства напрягающих бетонов

Несомненно, что описанные выше специфические явления, имевшие место при структурообразовании напрягающего бетона, оказывают влияние на его конечные свойства. Следует отметить, что влияние это в зависимости от условий развития расширения может быть далеко неоднозначным. Ниже в краткой форме охарактеризуем основные свойства напрягающих бетонов: самоупругение, прочность, деформативность и долговечность.

Накопленные к настоящему времени опытные данные, касающиеся перечисленных свойств напрягающих бетонов в ряде случаев противоречивы. Это обусловлено в первую очередь несовершенством действующих методик определения основных характеристик напрягающих бетонов [110, 130, 131], что нередко приводит к существенным разли-

чиям в свойствах материалов, установленных на опытных образцах и имеющих место в реальной конструкции. Стремление к наиболее реальной форме опытных образцов, практически не отличающихся от применяемых при испытаниях традиционных бетонов [30], содержит с одной стороны элементы унифицированного подхода, а с другой – почти всегда приводит к получению заведомо заниженных показателей. Такой подход был в определенной мере оправдан при расчете конструкций по методу предельных усилий [123]. При переходе к новым деформационным методам расчета [8, 214, 223, 235, 286], когда помимо прочностных необходимо иметь адекватные деформационные характеристики материала, действующие методики [110, 123, 130, 131] могут быть распространены только на ограниченный класс напрягающих бетонов с низкой и средней маркой по самоупругиванию (не более $C_{E2.0}$).

1.3.1. Самоупругивание

Учитывая то обстоятельство, что напрягающий бетон в конструкциях практически не применяется без внешнего ограничения (армирование и т.д.) в конструкторских расчетах принято пользоваться значениями несвободных (связанных) деформаций расширения и соответствующих им значениями самоупругиваний, установленных по величине реакции, возникающей во внешнем ограничении при расширении [110]. При описании свойств напрягающих бетонов, помимо основных физико-механических характеристик, присущих традиционным бетонам на портландцементе, дополнительно вводят показатели, характеризующие энергетические возможности материала.

В качестве базового показателя, характеризующего энергетические возможности напрягающего бетона к расширению в связанных условиях принята его марка по самоупругиванию.

Под маркой по самоупругиванию (C_E) принято понимать среднее значение (в Н/мм^2) самоупругиваний сжатия, возникающих при твердении напрягающего бетона заданного состава в условиях внешнего ограничения, эквивалентного $\rho_l = 1\%$ продольного армирования се-

чения, установленную при испытаниях стандартных образцов согласно методики [131].

При прочих равных конструктивно-технологических условиях величина достигаемого самоупругения в бетоне определяющим образом зависит от вида заполнителей и расхода цемента в составе бетонной смеси. Так, экспериментальные исследования [178, 179, 217] показывают, что бетоны, выполненные на легких заполнителях (например керамзитовый гравий) имеют более высокие показатели по связанному расширению, а следовательно и самоупругению (рис. 1.16).

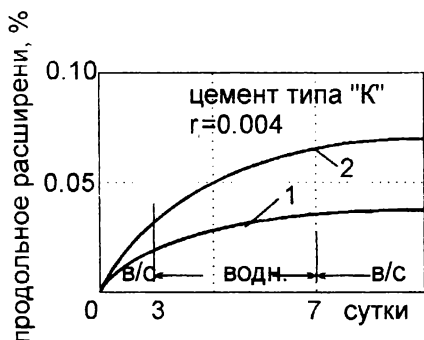


Рис. 1.16. Зависимость связанного расширения напрягающего бетона от вида бетона согласно [178]:
1 - тяжелый бетон;
2 - легкий бетон.

Что касается влияния количества напрягающего цемента в составе бетонной смеси, то экспериментальные исследования [78, 181, 182, 217] показывают, что увеличение его содержания ведет к росту самоупругения (рис. 1.17, 1.18).

При уменьшении количества цемента и увеличении объемной концентрации заполнителя с одной стороны увеличивается степень внутреннего ограничения деформаций расширения подобно тому, как это наблюдается при усадке [6, 7], снижается количество активной компоненты как источника расширения, а с другой – снижается прочность – как основа расширения. Очевидно с увеличением количества заполнителя деформации расширения бетона будут уменьшаться одновременно с возрастанием внутренних напряжений. Уменьшение крупности зерен заполнителя (при постоянном объемном их содержании) ведет к увеличению свободного расширения бетона. Поэтому для напрягающих

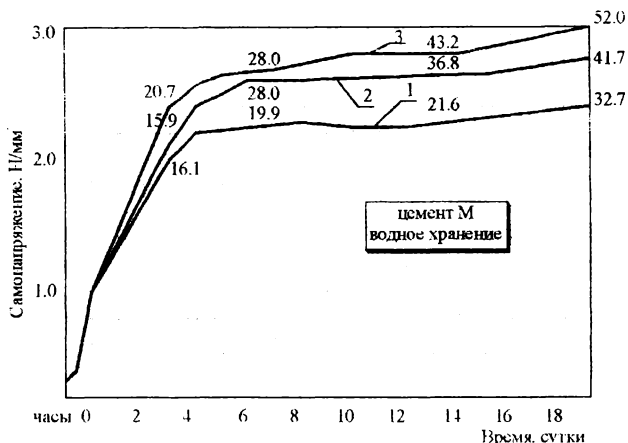


Рис. 1.17. Самонапряжение σ_{SE} и прочность $f_{SE, cube}$ напрягающего бетона на цементе типа "М" в зависимости от расхода цемента: 1 – 500 кг/м³; 2 – 600 кг/м³; 3 – 700 кг/м³ [78]

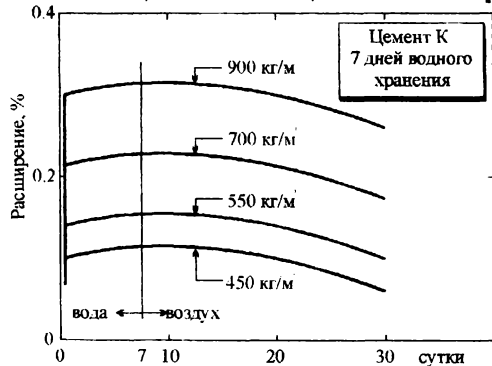


Рис. 1.18. Влияние расхода напрягающего цемента типа "К" на деформации свободного расширения [217]

бетонов рекомендовано [12, 117, 131] применять щебень фракции 5..20 мм. При определении количества напрягающего цемента в составе бетонной смеси принято руководствоваться требованиями [117, 131] получения не только заданных прочностных и деформативных характери-

стик, а исходя из дополнительного требования достижения необходимой марки по самоупрочнению.

В связи с этим подобранный расчетом номинальный состав напрягающего бетона корректируется в части расхода напрягающего цемента с учетом проектной марки по самоупрочнению бетона C_E и величины самоупрочнения примененного напрягающего цемента f_{CE} , установленного согласно [131].

Расход напрягающего цемента для бетонных смесей с маркой по удобоукладываемости П-1 (подвижность 1÷4 см) на плотном мелкозернистом заполнителе согласно [131] следует определять по формуле:

$$Ц = 550 \left(\frac{f_{CE,k}}{f_{CE}} \right)^2 + 450, \quad (1.4)$$

где $f_{CE,k}$ – нормативное самоупрочнение напрягающего бетона, численно равное его проектной марке C_E ;

f_{CE} – самоупрочнение (марка по энергоактивности) напрягающего цемента, установленная по методике [130].

Для бетонных смесей с маркой по удобоукладываемости П-3 (подвижность 10÷15 см) значение $f_{CE,n}$ вводят в расчет по формуле (1.4) с коэффициентом $k_n = 1.2$, в промежуточных случаях – определяют по интерполяции. При использовании пластифицирующих добавок для обеспечения повышенной подвижности бетонной смеси корректирующий коэффициент $k_n = 1$.

Расход воды затворения (л/м³ смеси) определяют:

- при подвижности 1÷4 см

$$В = 0.2 \cdot Ц + 100 \quad (1.5)$$

- при подвижности 10÷15 см

$$В = 0.18 \cdot Ц + 135 \quad (1.6)$$

При этом для сохранения расчетной средней плотности бетонной смеси одновременно корректируют расход заполнителей.

Марки по самоупругению напрягающего бетона и соответствующие им нормативные и расчетные самоупругения, принимаемые при расчетах конструкций, представлены в табл. 1.4.

Таблица 1.4.

Нормативные и расчетные самоупругения напрягающего бетона согласно [110] (условия осевого ограничения)

Марка бетона по самоупругению	C _E 0.6	C _E 0.8	C _E 1.0	C _E 1.2	C _E 1.5	C _E 2.0	C _E 2.5	C _E 3.0	C _E 4.0
Нормативное самоупругение $f_{CE,k}$, Н/мм ²	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0
Расчетное самоупругение $f_{CE,d}$, Н/мм ²	0.48	0.64	0.8	0.96	1.2	1.6	2.0	2.4	3.2
Значения расчетных самоупругений установлены при коэффициенте безопасности $\gamma_{CE} = 1.25$.									

Представленные в табл. 1.4 значения самоупругений относятся к случаю одноосного положения ограничивающей связи.

Закономерности расширения напрягающего бетона в условиях одноосного ограничения были достаточно подробно рассмотрены при анализе собственных напряжений. При этом было показано, что для одноосно армированных элементов существует некоторый предел степени ограничения, характеризуемый коэффициентом ограничивающей арматуры в сечении ($\rho_l \leq 3\%$). При дальнейшем увеличении количества ограничивающей арматуры начинают преобладать поперечные деформации, наблюдается релаксация внутренних напряжений и может возникнуть опасность образования продольных трещин.

Иначе развивается самоупругение в условиях двух- и трехосного ограничения деформаций расширения напрягающего бетона. Армирование, размещаемое в поперечном направлении, даже при значительном коэффициенте армирования в продольном направлении ($\rho_l > 6\%$) ведет к существенному приросту самоупругения в бетоне. На рис.

1.19, 1.20 представлено изменение самонапряжения в симметрично армированных элементах в зависимости от степени двухосного армирования. Исследования выполнены на плитах, армированных в ортогональных направлениях [68] и динамометрических кольцах [73]. Как следует из результатов исследований, влияние поперечного армирования на величину самонапряжения в продольном направлении наблюдается даже при минимальном его проценте $\rho_{l,\min} = 0.15\%$.

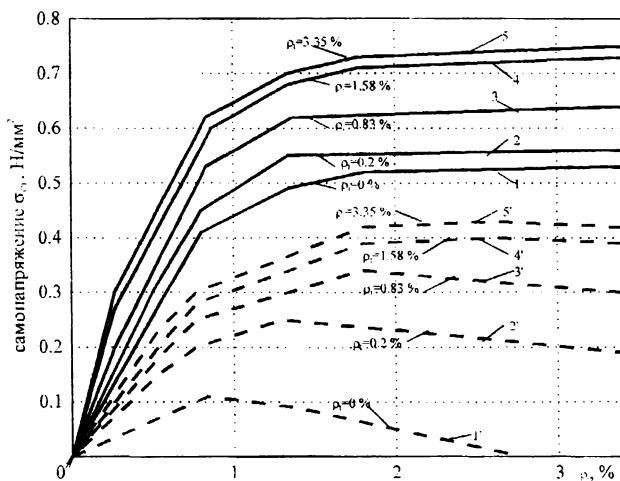


Рис. 1.19. Изменение самонапряжения двухосно армированных образцов-плит в зависимости от влажностных условий и степени армирования (ρ) [168]:

- - - - - воздушно-сухие условия;
 ————— водные условия.

Принимая во внимание, что в большинстве реальных конструкций, ограничивающую арматуру располагают в виде плоских сеток, либо пространственных каркасов, при расчете самонапряжения следует учитывать влияние армирования в этих направлениях.

На основании исследований двухосно армированных элементов в работе [73] предложена зависимость для расчета самонапряжения в напрягающем бетоне при одинаковом количестве ограничивающей арматуры в двух направлениях:

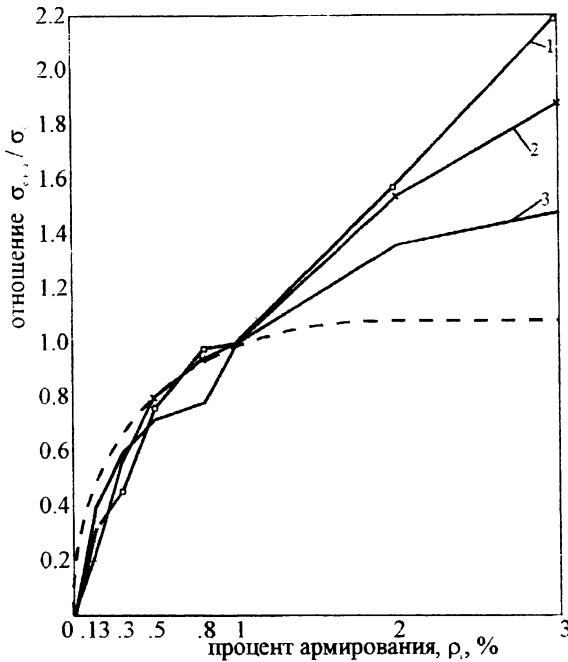


Рис. 1.20. Изменение самонапряжения напрягающих цементов различной энергоактивности в зависимости от процента армирования сечения по отношению к самонапряжению при $\rho_1 = 1 \%$ [73]

$\sigma_{с,1}$ — самонапряжение при переменных процентах армирования;

$\sigma_{с,0}$ — самонапряжение при $\mu = 1 \%$;

————— — двухосное ограничение;

- - - - - — одноосное ограничение;

1, 2, 3 — напрягающий цемент со свободным расширением соответственно $\varepsilon_{св,сЕ} = 0.2, 0.9, 3.2 \%$.

$$\sigma_{с,2} = f_{сд,сЕ(2)} \cdot \rho_{лк}^{\alpha_0} \quad (1.7)$$

где $f_{сд,д}$ — расчетное самонапряжение, определенное в динамометрических кольцах согласно [110] при $\rho_{11} = \rho_{12} = 1 \%$;

$\rho_{лк}$ — переменный процент армирования;

$$\alpha_0 = 0.702 - 0.00278 f_{сд,д}$$

При произвольных коэффициентах армирования по направлению соответствующих осей плоской конструкции расчетные значения самонапряжения приходится определять более сложным путем, решая систему нелинейных уравнений вида [76]:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{A}{\sigma_{CE,x} + C} \right)^{1/n} - \lambda \left(\frac{A}{\sigma_{CE,y} + C} \right)^{1/n} - B(1-\lambda) - \frac{\sigma_{CE,x}}{k_x} &= 0 \\ \left(\frac{A}{\sigma_{CE,y} + C} \right)^{1/n} - \lambda \left(\frac{A}{\sigma_{CE,x} + C} \right)^{1/n} - B(1-\lambda) - \frac{\sigma_{CE,y}}{k_y} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$

$$k_x = \rho_{l,x} \cdot E_s; \quad k_y = \rho_{l,y} \cdot E_s$$

ГДЕ: $\rho_{l,x}, \rho_{l,y}$ – соответственно коэффициенты армирования по направлениям осей X и Y;

$\sigma_{CE,x}, \sigma_{CE,y}$ – соответственно самонапряжения по направлению осей X и Y;

λ – коэффициент поперечного расширения; целесообразно принимать $0.46 \div 0.48$ по данным [76];

A, B, C, k – эмпирические коэффициенты согласно [76].

Сопоставление опытных данных с расчетными значениями, полученными из решения системы уравнений (1.8), показаны на рис. 1.21.

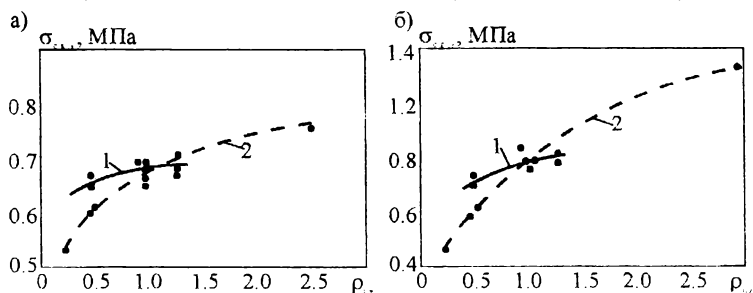


Рис. 1.21. Напряжения в монолитных железобетонных плитах на площадках, перпендикулярных оси X (а) и оси Y (б) в зависимости от изменения коэффициента армирования сечения по направлению оси Y по данным [76].

1 – опыт; 2 – расчет.

Еще более ощутимый эффект достигается при использовании трехосного ограничения деформаций расширения. Исследования колонн под большие нагрузки, выполненные как у нас в стране [78], так и за рубежом [222] (см. табл. 1.6, рис. 1.23), показывают, что в случае применения высокоактивных бетонов, саморазрушающихся при расширении в свободном состоянии, в условиях объемного ограничения удастся получить самоупрежения, превышающие установленные по стандартной методике (одноосное ограничение) в 3÷5 раз, и достигающие 9.12 Н/мм^2 при обеспеченной длительной прочности. Однако, самоупрежение трехосно ограниченных элементов изучено недостаточно и стандартных методик его определения не опубликовано.

Принимая во внимание опытные данные [73], влияние армирования в "дополнительных" направлениях по отношению к "главному" направлению, рекомендовано учитывать упрощенным способом, вводя корректирующие коэффициенты (K_s) к величине самоупрежения, определенного в условиях одноосного ограничения.

Значение коэффициента K_s с некоторым обоснованным запасом в [110] рекомендовано принимать равным:

- при одноосном армировании – 1.0;
- при двухосном (плоском) – 1.2;
- при трехосном (объемном) – 1.5.

Вместе с тем, как видно из рис. 1.31, для элементов, выполненных из бетонов на напрягающих цементах низкой и средней активности (не более НЦ–20) эффект ограничения в "дополнительном" направлении заметно снижается. Поэтому в [110] для этого случая рекомендовано принимать $K_s = 1$ независимо от расположения ограничивающих связей.

1.3.2. Прочность

Учитывая специфику физико-химических явлений, происходящих на стадии твердения и расширения напрягающего бетона, при рационально организованных процессах структурообразования следует ожи-

дать отличий в его прочностных характеристиках по отношению к традиционным бетонам на портландцементном вяжущем. Эти отличия обусловлены двумя основными причинами:

- наличием в затвердевшей структуре напрягающего бетона иглообразных кристаллов эттрингита, выполняющих дополнительную функцию «внутреннего» армирования;
- особыми условиями формирования структуры напрягающего бетона под действием самоупреждений, развивающихся при ограничении деформаций расширения системой внешних связей.

Анализ опытных данных, полученных в работе [41] показывает, что у напрягающих бетонов уровень растягивающих напряжений, воспринимаемых структурой до начала разрушения минимум на 30 % выше таких напряжений у бетонов на основе портландцемента классов В15÷В30 (см. табл. 1.5).

Таблица 1.5.

Сравнительные характеристики напряженно-деформированного состояния бетонов согласно [41]

Класс бетона	Вид цемента	Энергозатраты на инициирование разрушения σ_i , Н/м	Упругие деформации		Напряжения в бетоне до начала разрушения σ_{α} , Н/мм ²
			прогиб $f \times 10^{-5}$, м	продольное удлинение $\Delta_{\alpha} \times 10^3$, м	
В15	НЦ	13.98	7.5	14.46	0.97
	ПЦ	11.34	8.0	15.43	0.74
В22.5	НЦ	25.43	10.5	20.25	1.26
	ПЦ	22.40	11.0	21.22	0.96
В30	НЦ	34.28	12.0	23.14	1.48
	ПЦ	27.06	12.5	24.10	1.12

При оценке разрушения бетонных образцов по ПРДД, в работе [41] было отмечено важное обстоятельство: рост длины трещины, стартовой в бетоне на ПЦ с энергозатратами, которые в два раза

меньше, чем в бетонах на НЦ, протекают более интенсивно. Этtringит, присутствующий в большом количестве в структуре напрягающего бетона сдерживает рост трещин, поэтому для разрыва дополнительных связей, образующихся во время твердения и расширения бетона на НЦ, требуются дополнительные энергозатраты на локальное деформирование даже при использовании напрягающих бетонов достаточно низкой активности.

Вместе с тем, следует отметить, что влияние самоупреждения (как характеристики энергетических возможностей материала) на прочность напрягающего бетона далеко неоднозначна. Так, опыты [70, 190, 193, 217] показывают, что для напрягающего бетона одного и того же состава при прочих равных технологических условиях могут быть получены различные прочностные характеристики в зависимости от степени ограничения деформаций расширения и ориентации ограничивающих связей в пространстве (осевое, плоскостное либо объемное ограничение). Это различие не так заметно для бетонов, имеющих низкие и средние марки по самоупреждению, но становится чрезвычайно ощутимым для активных бетонов. Анализом [70] установлено, что при одноосном ограничении деформаций в образцах из бетонов, характеризующихся свободным расширением в пределах $\varepsilon_{CE,w} \leq 0.5\%$ связанная прочность ($\rho_l = 1\%$) превышает свободную не более, чем на 20%. При этом показатели прочности, определенные как в направлении ограничения деформаций, так и в направлении, перпендикулярном ограничению, близки между собой. Для таких бетонов не будет наблюдаться заметной разницы в прочности и при твердении их в условиях плоского или объемного ограничения [70].

По мере увеличения энергоактивности напрягающего бетона размеры его свободного и связанного расширения возрастают.

В этом случае существенное влияние на прочность бетона оказывает степень ограничения его деформации расширения. Опыты [193, 217] показали, что при увеличении процента продольного армирования

сечения от $\rho_1 = 0$ (свободное расширение до $\rho_1 = 1\%$, прочность возрастает в 2.17 раза (рис. 1.22).

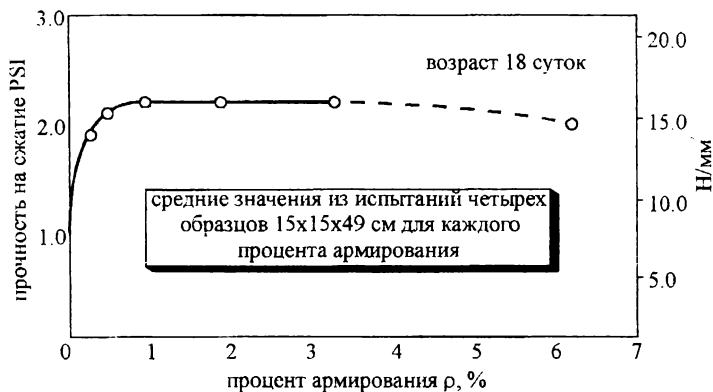


Рис. 1.22. Влияние процента продольного армирования на прочность при сжатии напрягающего бетона на цементе типа «К» [217]

Вместе с тем, как видно из рис. 1.22, прочность в условиях одноосного ограничения возрастает до некоторого граничного значения процента армирования ($\rho_1 \approx 4\%$), а далее наблюдается ее спад. Установлено [70, 193], что в таких условиях прочность образца в направлении, перпендикулярном ограничивающей связи все больше отстает от его прочности вдоль оси действия ограничения деформаций расширения. Это свидетельствует о развитии деструктивных процессов в бетоне в том направлении, по которому деформации расширения не ограничены. Аналогичные результаты получены при анализе собственных напряжений в расширяющейся системе с использованием структурных моделей (см. главу 1).

Плоскостное ограничение деформаций расширения бетона дает возможность не только более эффективно использовать энергию расширения, но и повысить прочность.

Еще более ощутимые эффекты наблюдаются при объемном ограничении деформаций расширения. Так, при исследованиях образцов из активных напрягающих бетонов (см. табл. 1.6) наблюдали их саморазрушение при твердении в свободном состоянии уже на ранних эта-

пах расширения (рис. 1.23г). Связанное расширение этих же бетонов в условиях трехосного ограничения деформаций расширения позволило получить не только весьма значительные самонапряжения (рис. 1.23), достигавшие 9.0 Н/мм^2 , но и высокую прочность. Аналогичные результаты были получены и при испытаниях колонн со спиральным армированием [79].

Таблица 1.6.

Составы бетонных смесей в испытаниях [222]

Обозначение образца	ПЦ тип I ASTM	ГЦ	Г	Ca(OH) ₂	Вода	W/C	Щебень	Песок	Добавки
E6	306	128	61	15	217	0.43	902	742	—
E7	306	128	61	15	217	0.43	902	742	0/38
E8	306	128	61	15	217	0.43	902	742	0/38
E9	260	163	78	19	300	0/50	772	534	0/40
E11	306	128	61	15	217	0.43	902	742	

Вместе с тем, принятые в [110, 131] методы определения прочностных характеристик напрягающего бетона базируются на стандартных испытаниях по [30]. При этом испытаниям подвергают образцы, твердевшие в свободном состоянии, либо в динамометрических кондукторах и высвобожденные из них перед нагружением. Как было показано ранее, для бетонов низких и средних марок по самонапряжению (до $C_{E2.0}$) такие испытания дают удовлетворительные результаты с некоторым гарантированным запасом. Для напрягающих бетонов более высоких марок по самонапряжению такие методы испытаний в ряде случаев оказываются неприемлемыми. Попытки связать прочность образца, твердевшего в свободном состоянии с прочностью связанного образца оказалась малоуспешными [70, 72], а значения полученных корректирующих коэффициентов пригодными только для очень ограниченной группы напрягающих бетонов. Безусловно прочностные испытания образца при наличии ограничивающей связи даже в направлении одной оси связаны со значительными трудностями как методического, так и технического характера.

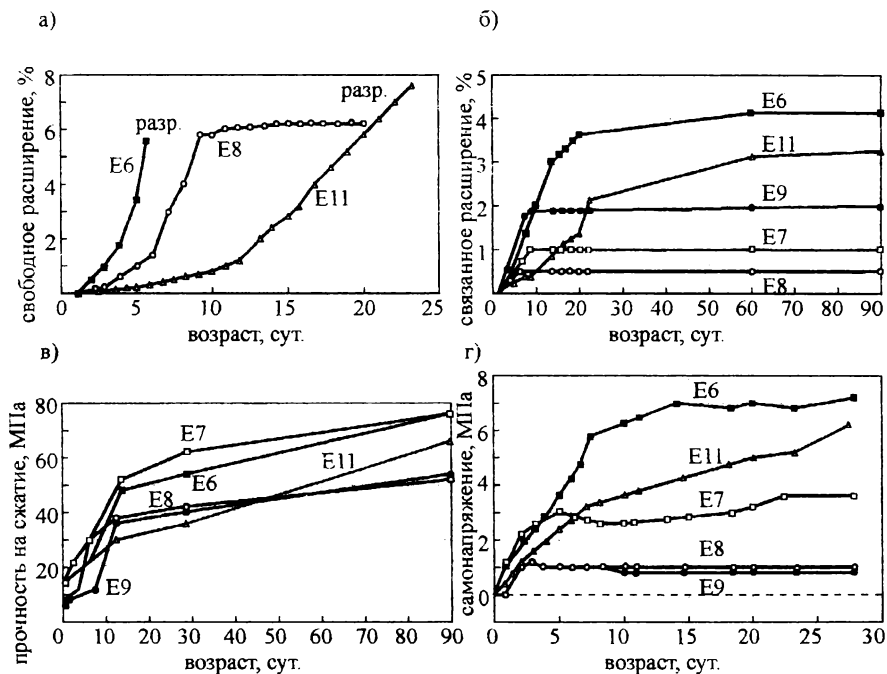


Рис. 1.23. Свободное и связанное расширение (а, б), прочность (в) и самонапряжение (г) напрягающего бетона в условиях трехосного ограничения [222]

В настоящее время наиболее приемлемой для этих целей представляется методика испытаний образцов с центральным тяжом, разработанная под руководством доцента В.Д. Будюка в БИСИ [16–18], близкая к методикам, используемым при контроле характеристик напрягающего бетона в немецкой и американской практиках. Учитывая названные особенности напрягающего бетона, переход в проекте норм [1, 178, 189, 191, 194] на базовые образцы-цилиндры при определении класса бетона по прочности представляется обоснованным. Это позволит на одних и тех же образцах контролировать самонапряжение бетона и прочность при достигнутом самонапряжении. Отсутствие единой методики по оценке прочностных и деформационных характеристик для

напрягающих бетонов с различными величинами свободного расширения приводит к тому, что полученные экспериментальные данные по прочности на сжатие напрягающего бетона достаточно противоречивы.

Здесь следует обратить внимание и еще на одно важное обстоятельство. Обширными исследованиями [73–75, 78, 179, 187, 195, 217] установлено, что в отличие от традиционных бетонов, напрягающие бетоны интенсивно набирают прочность не только в период 28-суточного твердения, но и в последующие сроки. Прирост прочности напрягающего бетона (как при свободном, так и при связанном расширении) в первые 6..8 месяцев твердения может достигать 48 % от прочности, установленной в 28-суточном возрасте [73–75]. Как отмечалось выше, это следует связывать с особенностями структурообразования напрягающих бетонов. Из анализа структурных кривых (рис. 1.23) следует, что в отличие от традиционных бетонов, напрягающие бетоны начинают интенсивно набирать прочность на участке III после завершения стадии расширения, т.е. разуплотнения структуры.

Отсюда можно предположить, что прочность на сжатие, установленная на образцах в 28-суточном возрасте для ряда бетонов не является адекватной оценкой, т.к. к этому времени процессы структурообразования в напрягающем бетоне не только закончены в основном, но могут еще происходить достаточно интенсивно.

Учитывая то обстоятельство, что в строительной практике нашли наиболее широкое применение напрягающие бетоны с маркой по самонапряжению не свыше $C_E 2.0$, нормами [110, 123] рекомендовано при расчете конструкций из напрягающего бетона пользоваться нормативными и расчетными характеристиками, соответствующими установленному классу по прочности как для тяжелых и мелкозернистых бетонов на портландцементных вяжущих. Согласно [110, 123] для напрягающих бетонов установлены следующие классы по прочности:

- на сжатие B15–B70;
- на осевое растяжение B₁1.6–B₁4.8.

При определении расчетных сопротивлений напрягающего бетона растяжению согласно [110, 123] рекомендовано величины, установленные для традиционных бетонов умножать на коэффициент 1.2, учитывающий повышенную прочность при растяжении. Нормативные и расчетные сопротивления напрягающего бетона в зависимости от установленных классов по прочности на сжатие приведены в табл. 1.7.

Таблица 1.7.

Нормативные и расчетные сопротивления напрягающего бетона

Вид сопротивления			Класс по прочности на осевое сжатие									
			B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70
Сжатие осевое	норм. $f_{c,CEk}$	(1)	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43.0	–
		(2)	14.5	18.0	22.0	24.5	28.5	32.0	34.5	38.0	40.0	45.0
	расч. $f_{c,Ced}$	(1)	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0	–
		(2)	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	24.5	26.5	29.0	31.0	34.5
Растя- жение осевое	норм. $f_{ct,CEk}$	(1)	1.68	1.92	2.16	2.34	2.52	2.64	2.76	2.88	3.00	–
		(2)	1.40	1.65	1.80	2.00	2.15	2.30	2.50	2.60	2.75	2.90
		(3)	1.80	1.95	2.10	2.25	2.40	2.55	2.70	2.85	3.00	3.30
	расч. $f_{ct,Ced}$	(1)	1.08	1.26	1.44	1.56	1.68	1.74	1.86	1.92	1.98	–
		(2)	0.95	1.10	1.20	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75	1.85	1.90
		(3)	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.20

Примечания: (1) – по нормам [123] с учетом поправочного коэффициента $k = 1.2$ для нормативных и расчетных сопротивлений при осевом растяжении.
 (2) – по предложениям Г.В. Несветаева в проект Пособия по проектированию конструкций из напрягающего бетона (к СНБ 2.06.01–97).
 (3) – по Пособию [110] к СНиП 2.03.01–84.

Из данных, представленных в табл. 1.7 видно, что нормативные сопротивления напрягающего бетона по предложениям Г.В. Несветаева имеют несколько меньшие значения, нежели это установлено нор-

мами [123] и Пособием [110] к ним, хотя расчетные сопротивления практически не отличаются. Особенно ощутимые различия наблюдаются в величинах нормативных и расчетных сопротивлений осевому растяжению. Для того, чтобы выявить причины таких расхождений следует обратиться к предпосылкам, принятым при их назначении. Так нормативные сопротивления напрягающего бетона при сжатии предложено определять в зависимости от класса по прочности на осевое сжатие по формуле:

$$f_{c,CE,k} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \eta \cdot B \quad (1.9)$$

где: k_1 – коэффициент перехода от кубиковой прочности к призмной, принятой по рекомендациям О.Я. Берга как для тяжелого бетона на ПЦ равным 0.783;

k_2 – коэффициент, учитывающий различие условий уплотнения бетона в конструкции и контрольных образцах, принятый по рекомендациям DIN равным 0.95;

k_3 – коэффициент, учитывающий нарастание прочности во времени, определяемый

$$k_3 = \frac{4.51}{f_{c,cube}^{0.4}}$$

η – уровень длительной прочности бетона.

Нормативные сопротивления напрягающего бетона при растяжении определены по формуле:

$$f_{ct,CE,k} = 1.05 \cdot 0.29 \cdot B^{0.6}, \quad (1.10)$$

где: $k = 1.05$ – коэффициент, учитывающий гарантированное с обеспеченностью 0.95 превышение предела прочности при растяжении напрягающего бетона, а выражение $0.26 \cdot B^{0.6}$ принято как для бетона на портландцементе.

При анализе зависимостей установлено, что они незначительным образом отличаются от зависимостей, используемых при определении характеристик бетонов на портландцементном вяжущем. В связи с этим следовало бы ожидать корректировки соответствующих значений нормативных сопротивлений при осевом сжатии и в нормах [110, 123].

Различия в нормативных сопротивлениях растяжению в предложениях Г.В. Несветаева и нормах [110, 123] следует отнести за счет принятого с гарантированным запасом более низкого коэффициента повышения предела прочности при растяжении ($k_{tn} = 1.05$) для напрягающего бетона по сравнению с действующими нормами ($k_{tn} = 1.2$).

Столь низкое значение коэффициента k_{tn} , установленное Г.В. Несветаевым связано с тем, что анализированные значения прочности напрягающего бетона при осевом растяжении, установлены по стандартным методикам [30, 131] на образцах, твердевших в свободных условиях, без учета влияния степени самонапряжения.

При этом, как в предложениях Г.В. Несветаева, так и норм [110, 123], не учитывается, что в установленных для бетона одного и того же состава может наблюдаться существенное изменение прочности как при сжатии, так и при растяжении.

Деформационные характеристики напрягающего бетона

Как показано в [78] напрягающие бетоны имеют различные упругие свойства в зависимости от расхода вяжущего, степени ограничения деформаций в период расширения и ориентации в пространстве ограничивающих связей (рис. 1.24).

Кроме того, поскольку прочность напрягающего бетона имеет тенденцию к увеличению после 28 суток выдерживания, то соответственно изменяется и модуль упругости [78, 217]. Испытаниями по стандартным методикам [30, 131] установлено, что напрягающие бетоны имеют модуль упругости примерно на 10..15 % ниже, чем бетоны на портландцементном вяжущем. Это дало основание внести в нормы [123] предложение, согласно которому модуль упругости напрягающего бетона следует принимать как для тяжелого бетона с умножением его на поправочный понижающий коэффициент $\alpha = 0.56 + 0.006 \cdot B$. Как видно из рис. 1.25, для бетонов классов В20÷В40 модуль упругости напрягающего бетона согласно [123] ниже на 20÷32 %, чем для традиционных на портландцементном вяжущем.

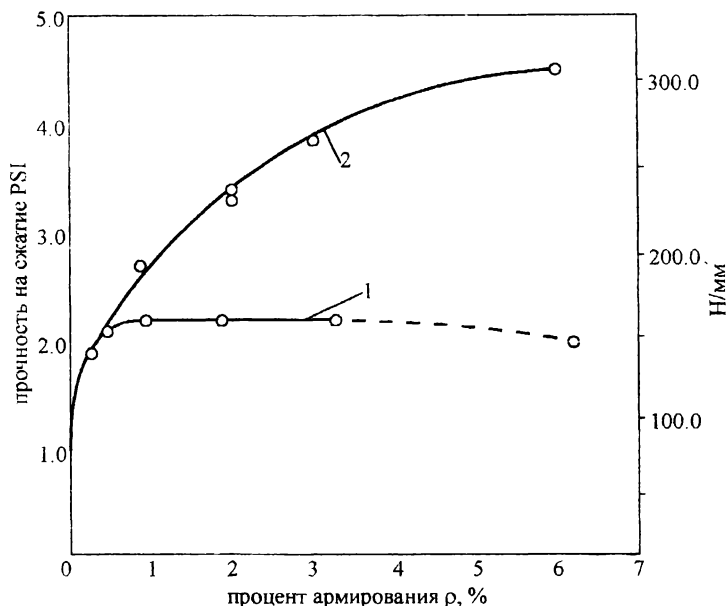


Рис. 1.24. Влияние армирования сечения на модуль упругости напрягающего бетона
 1 — одноосное ограничение по данным [217];
 2 — трехосное ограничение по данным [78].

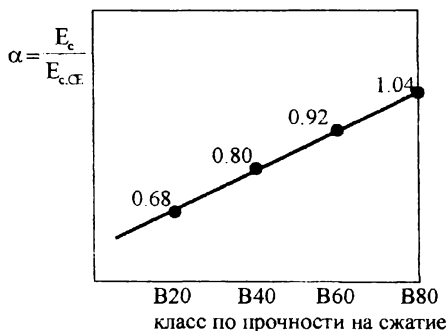


Рис. 1.25. Соотношение модулей упругости тяжелого бетона на портландцементе (E_c) и напрягающего бетона ($E_{c,CE}$) в зависимости от класса по прочности на сжатие

Значения начальных модулей упругости для напрягающего бетона, внесенные в Пособие [110] приведены в табл. 1.8.

Полученные отличия в величинах модуля упругости напрягающего бетона и бетона на портландцементном вяжущем могут быть отнесены,

Таблица 1.8.

Начальные модули упругости $E_{c,CE} \times 10^{-3}$ (МПа) для напрягающего бетона в зависимости от классов по прочности на сжатие

Источник	Класс по прочности на сжатие									
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70
Пособие [110]	18.5 (27.0)	21.0 (30.0)	24.0 (32.5)	26.5 (34.5)	29.0 (36.0)	31.0 (37.5)	33.5 (39.0)	35.0 (39.5)	38.0 (40.0)	40.0 –
Предложения Г.В. Несветаева (1997 г.)	26.0	29.0	31.5	33.5	35.5	37.0	38.5	40.0	41.0	43.5
	21.5	24.0	26.5	28.0	29.5	31.0	32.0	33.5	34.5	36.5

Примечания: 1. В скобках приведены значения модуля упругости для бетона на ПЦ;
 2. Над чертой значения начального модуля упругости с обеспеченностью 0.5; под чертой – то же с обеспеченностью 0.95, определенные по формуле:

$$E_{c,CE} = k_E \cdot k_v \cdot k_{ц} \cdot k_N \frac{0.05 \cdot f_{ck} + 57}{1 + \frac{29}{3.8 + f_{ck}}}$$

где: k_E – коэффициент, учитывающий упругие свойства заполнителя;
 k_v – коэффициент, учитывающий концентрацию крупного заполнителя;
 $k_{ц}$ – коэффициент, учитывающий тип цемента;
 k_N – переходной коэффициент к нормам других стран.
 f_{ck} – призменная прочность.

на наш взгляд, за счет несовершенства испытательных методик. Как видно из табл. 1.8 значения модуля упругости в предложениях Г.В. Несветаева определены в функциональной взаимосвязи от призменной прочности бетона f_{ck} , установленной согласно стандартным испытаниям [30] на образцах, твердевших либо свободно либо в динамометрических кондукторах. Согласно принятой методики [110, 131] образцы-призмы $10 \times 10 \times 40$ см перед испытанием освобождают из динамометрического кондуктора. Как было показано выше, к этому времени структура бетона подвергающаяся разуплотнению на стадии расширения уже в значительной степени восстановлена при гидратации силикатных минералов исходного цемента и как бы зафиксирована в состоянии, имею-

щем место к окончанию самонапряжения. С другой стороны, в структуре накоплены собственные напряжения сжатия, уравновешенные действием внешнего ограничения. Снятие внешнего ограничения, что равносильно приложению внешней растягивающей силы, приводит к частичному микроразрушению восстановленных контактов, и испытанию подвергается образец, имеющий микротрещины. Вместе с тем, как уже отмечалось при оценке прочности, испытания образца в 28 суточном возрасте в ряде случаев не дадут объективного результата ввиду того, что процессы структурообразования еще не завершены.

Таким образом определение как прочностных, так и деформационных характеристик напрягающего бетона должно производиться на образцах, позволяющих сохранить к началу испытания напряженно-деформированное состояние сформировавшейся на стадии самонапряжения структуры.

Убедительным подтверждением этому являются результаты, полученные при испытаниях спирально армированных колонн [78, 79], приведенные в табл. 1.9.

При переходе на деформационные модели расчета сечений конструкций [9, 110, 223, 235, 286] особое значение приобретают диаграммы деформирования « σ – ϵ » для бетона. Наличие таких диаграмм позволяет располагать достаточно полной информацией о прочностных и деформативных свойствах материала, используемых при проектировании железобетонных конструкций. В течение нескольких последних десятилетий значительное число исследователей [174, 175, 218, 220] пытается решить эту проблему. Однако получение полной диаграммы деформирования при кажущейся простоте является задачей достаточно сложной, в частности при определении т.н. нисходящей кривой ветви. В общем случае форма получаемой в опыте кривой подвержена сильному влиянию условий проведения эксперимента: размера и формы образцов, жесткости испытательной машины, скорости нагружения (деформирования) образца, типа и точности измерительных приборов, принятого способа измерения деформаций и т.д. [174, 175, 218, 220]. В наибольшей степени на результаты ис-

питаний оказывает влияние взаимодействие на уровне «испытательная машина – опытный образец».

Таблица 1.9.

Упругие свойства напрягающих бетонов по данным испытаний [78]

Вид образца		Цемент	Расход вяжущего, кг/м ³	Модуль упругости $E_{с,с\epsilon} \times 10^{-3}$, МПа	Коэффициент Пуассона
а б в г д е ж з	бетонный	НЦ	1000	34.9	0.174
	спирально		1000	36.6	0.260
	армированный		750	36.6	0.195
	бетонный		750	46.1	0.250
		ПЦ	750	32.5	0.235
	спирально	НЦ	750	35.8	0.205
	армированный		750	34.7	0.220
	в асбестовой		750	31.5	0.218
трубе	ПЦ		750	32.5	0.215

В связи с этим результаты обширных исследований, полученные по различным испытательным методикам, существенно разнятся, что затрудняет их сравнение и анализ. С 1995 года по соглашению ведущих европейских и американских испытательных центров для получения полных диаграмм деформирования принята методика М.А. Мансура [174, 175].

Данные по определению полных диаграмм деформирования для напрягающего бетона в настоящее время представлены достаточно ограничено. Согласно предложениям Г.В. Несветаева в проект Пособия по проектированию конструкций из напрягающего бетона (к СНБ 2.06.01-97) за основу построения идеализированных диаграмм деформирования (рис. 1.26) для напрягающего бетона принята зависимость вида:

$$\frac{\sigma}{f_{ck}} = \frac{k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right)^2}{1 - (k-2) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}}, \quad (1.11)$$

где: $k = E_{CE,1} / E_{CE,3}$ ($E_{CE,1}$ – значения начального модуля упругости с обеспеченностью 0.95; $E_{CE,3}$ – секущий модуль деформаций, соответствующий пределу кратковременной прочности при сжатии).

При этом область работы бетона на нисходящей ветви диаграммы ограничивается уровнем напряжений $0.91 \div 0.94$, а значения базовых деформаций, соответствующих пиковому значению диаграммы, предложено определять по формуле:

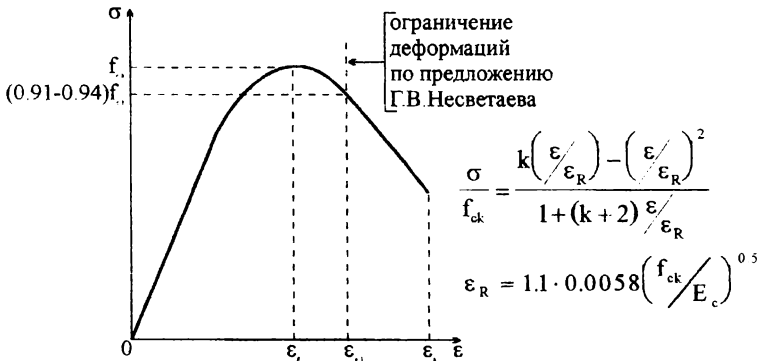


Рис. 1.26. Идеализированная диаграмма деформирования для напрягающего бетона

$$\varepsilon_R = 1.1 \cdot 0.058 \left(\frac{f_{ck}}{E_c} \right)^{0.5} \quad (1.12)$$

Коэффициент 1.1 учитывает повышенную деформативность напрягающего бетона. Его значение получено при обработке данных испытаний опытных образцов призм, твердевших в свободных условиях. Предложенные значения базовых точек диаграмм деформирования для напрягающего бетона представлены в табл. 1.10.

Таблица 1.10.

Параметрические точки диаграмм деформирования для напрягающего бетона (предложения Г.В. Несветаева)

Параметры диаграммы	Класс бетона по прочности на сжатие									
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70
$\varepsilon_R \times 10^{+5}$	155	165	175	185	190	195	205	210	215	225
$\varepsilon_{u1} \times 10^{+5}$	230	230	230	240	250	255	260	265	275	280
$\varepsilon_u \times 10^{+5}$	250	255	265	270	275	280	285	285	305	310

По существу, предложенные зависимости являются незначительно скорректированным аналитическим описанием диаграмм деформирования, принятых в нормах ряда европейских стран [213, 214, 286] для традиционных бетонов на основе портландцементного вяжущего.

При анализе данных испытаний различных бетонов [175] по методике М.А. Мансура [174, 175] выявлено, что исследовали высокопрочные бетоны, для получения которых использовали расширяющую добавку на этtringитобразующей основе под коммерческим названием «Hi-Fi» (производства Японии). На рис. 1.27 приведены полученные в результате испытаний полные диаграммы деформирования для таких бетонов при изменении их класса по прочности на сжатие.

Как видно из рис. 1.27, бетоны, имеющие в своей структуре кристаллы этtringита, имеют существенные отличия в диаграмме деформирования главным образом на нисходящей ветви кривой. Для названных бетонов этот участок представлен достаточно полной кривой, что не характерно для высокопрочных бетонов. Это, очевидно, следует связывать с дополнительным армирующим влиянием иглоподобных кристаллов этtringита, снижающих хрупкость высокопрочной растворной матрицы. Из рассмотрения базовых точек диаграмм деформирования ε_R бетонов с этtringитобразующей добавкой выявлено, что последние имеют несколько более высокие значения и находятся в пределах 2.4÷2.9 ‰, что соответствует представлениям о повышенной

деформативности напрягающих бетонов, высказанных в предложениях Г.В. Несветаева.

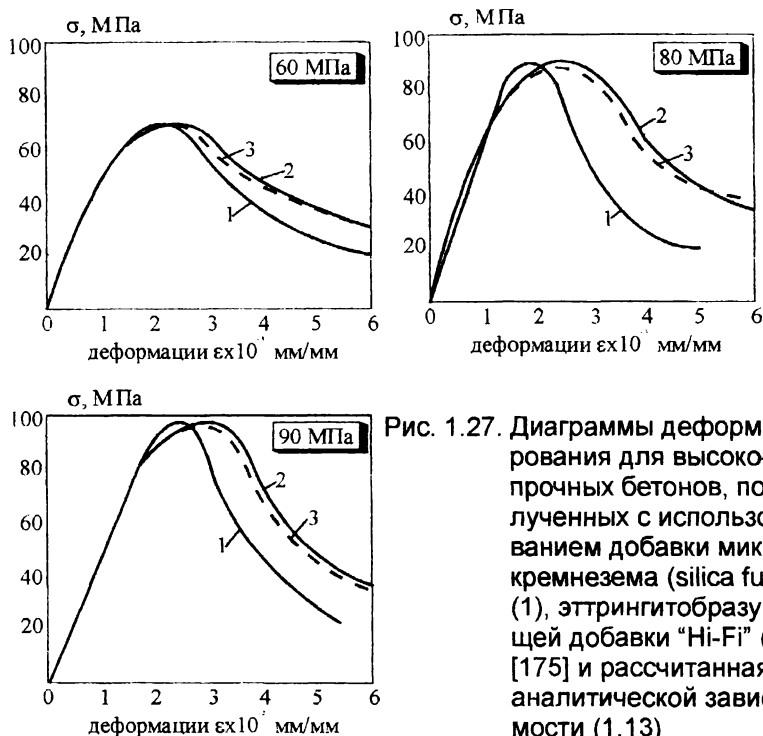


Рис. 1.27. Диаграммы деформирования для высокопрочных бетонов, полученных с использованием добавки микрокремнезема (*silica fume*) (1), этtringитобразующей добавки "Hi-Fi" (2) [175] и рассчитанная по аналитической зависимости (1.13)

Для их вычисления в работе [175] предложена аналитическая зависимость вида:

$$\varepsilon_R = 0.00078(f_{ck})^{1/4},$$

где: ε_R – мм/мм, а f_{ck} – в МПа.

Для описания полной диаграммы деформирования напрягающего бетона с учетом его особенностей при работе на нисходящей ветви кривой может быть использована модифицированная диаграмма, предложенная в работах [174, 175, 218].

Аналитическая зависимость, связывающая напряжения и деформации в этом случае имеет вид:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \left[\frac{k_1 \cdot \beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right)}{k_1 \cdot \beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right)^{k_2 \cdot \beta}} \right], \quad (1.13)$$

где: k_1 и k_2 – поправочные коэффициенты, определяемые:

$$k_1 = \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)^3, \quad k_2 = \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)^{1.3} \quad (1.14)$$

β – параметр, характеризующий материал, определяемый согласно [175] по формуле:

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{ck}}{\varepsilon_R \cdot E_{c,0}}} \quad (1.15)$$

В использовании формулы (1.15) величину начального модуля упругости для бетона рекомендовано определять по формуле:

$$E_{c,0} = \left[10200 \cdot (f_{ck})^{1.3} \right] \times 10^3, \quad (1.16)$$

где f_{ck} в МПа.

Подводя итог, следует высказать некоторые соображения, касающиеся методической стороны получения диаграмм деформирования для напрягающего бетона. Как было отмечено, определение как прочностных, так и деформативных характеристик напрягающего бетона на образцах, твердение и расширение которых происходит в свободном состоянии, позволяет получить приемлемый результат только для бетонов с невысокой маркой по самоупрочнению. В общем случае физико-механические характеристики напрягающих бетонов следует определять в несвободных условиях. Так, при оценке величины самоупрочнения используют динамометрические кондуктора, по замерам деформаций которых и устанавливают значения собственных напряжений. К окончанию периода твердения и расширения образец оказывается зажатым в динамометрический кондуктор.

С другой стороны для того, чтобы исключить влияние взаимодействия на уровне «испытательная машина – опытный образец» при по-

лучении полных диаграмм деформирования параллельно с бетонным образцом производят нагружение стальных цилиндров [218] или стальных колонн [220]. Такой способ нагружения создает условия, при которых прикладываемая нагрузка воспринимается при переходе через пиковую точку диаграммы деформирования.

Учитывая специфические особенности как методов, принятых при оценке самоупругивания, так и методов, получения полных диаграмм деформирования, для комплексного определения физико-механических характеристик напрягающего бетона следует иметь такую конструкцию динамометрического кондуктора, которая с одной стороны обеспечивала бы требуемую степень продольного ограничения сечения при расширении, а с другой – могла бы быть использована как устройство, позволяющее исключить влияние взаимодействия на уровне «испытательная машина – образец» в процессе нагружения.

С этой целью с успехом могут быть использованы достаточно жесткие продольные стальные цилиндры–тяги, участвующие в конструкции динамометрического кондуктора. В этом случае представляется целесообразным при испытаниях использовать единые образцы-цилиндры, соответствующие методике [175], которые твердеют в динамометрических кондукторах и далее подвергаются нагружению без их снятия. Применение цилиндрических образцов создает условия, существенно облегчающие оценку как показателей самоупругивания. Так и физико-механических характеристик напрягающего бетона в условиях объемного ограничения, подобно тому, как это было сделано в работе [222, 262].

1.3.3. Долговечность напрягающего бетона

В силу особенностей химико-минералогического состава напрягающий цемент в затвердевшем состоянии имеет фиброобразную структуру, отличающуюся высокой прочностью при растяжении, высокой водонепроницаемостью и стойкостью к агрессивным воздействиям.

Естественно, что и напрягающему бетону присущи эти же положительные качества.

Результаты сравнительных исследований водонепроницаемости и морозостойкости бетонов, показывают, что простая замена портландцемента в бетоне на напрягающий цемент приводит к повышению марки бетона по морозостойкости минимум на 50÷250 циклов, а его водонепроницаемость составляет не менее W12 [88, 93, 187, 270].

Повышенные значения водонепроницаемости и морозостойкости бетонов на напрягающем цементе обусловлены отличным от бетонов на портландцементе характером поровой структуры: объем открытых капиллярных пор в бетоне на напрягающем цементе на 20÷25 % меньше по сравнению с бетоном на портландцементе, а количестве микрокапилляров ($r \leq 0.1$ мкм) составляет в бетоне на напрягающем цементе 65÷80 % против 50÷70 % для обычных бетонов на портландцементе.

Напрягающий бетон по своему составу обеспечивает пассивное состояние стальной арматуры, начиная с момента изготовления и поддерживает в течение расчетного срока службы благодаря своей малой проницаемости для воды, газа, растворов солей [52, 53, 187, 239].

Одной из важных эксплуатационных характеристик материала является его износоустойчивость, которая, в основном, определяется способностью бетона сопротивляться истиранию. Известно, что сопротивление бетонов истиранию определяется прочностью и удельным содержанием растворной составляющей, а также качеством ее сцепления с крупным заполнителем. Испытания напрягающего бетона на истираемость по стандартной методике показывают, что его сопротивление истиранию минимум на 16÷20 % превышает показатели обычного бетона на портландцементе аналогичного состава [36].

Повышение износоустойчивости бетона на напрягающем цементе связано с повышением его прочности при растяжении и сцеплением цементного камня с заполнителем в условиях развития процессов самонапряжения, а также благоприятному напряженному состоянию компонентов бетона. Последнее обусловлено тем, что в бетонах на обыч-

ном цементе крупный заполнитель, оказывая сопротивление усадочным деформациям цементного камня, вызывает в нем растягивающие напряжения, которые снижают трещиностойкость, а следовательно, и износоустойчивость бетона. В случае применения напрягающего цемента, как заполнитель, так и цементный камень испытывают сжимающие напряжения (самонапряжения), благоприятно влияющие на свойства бетона. Кроме того, напрягающий бетон обладая повышенной прочностью на растяжение имеет более высокую усталостную прочность (при циклических нагружениях), находящуюся в линейной зависимости от названных характеристик.

1.4. Опыт применения бетонов на основе напрягающих цементов в строительстве

Принято различать три основных случая применения напрягающих бетонов в строительстве [11, 41, 42, 56, 69, 70, 108, 129].

Первый, и наиболее распространенный в настоящее время для обеспечения гидроизоляции сооружений, второй – для компенсации усадки в бетоне, и третий – для получения расчетного самонапряжения железобетона. Причем во втором и третьем случае водонепроницаемость конструкции обеспечивается автоматически.

Основные виды самонапряженных конструкций, используемых в строительной практике, представлены в табл. 1.11.

Как показано в работах [57–60, 73, 78, 191, 193] наибольший эффект от самонапряжения достигается при трехосном (объемном) ограничении деформаций расширения бетона. Так, например, это имеет место в колоннах, армированных спиральной арматурой или металлической обоймой. В этом случае могут быть использованы напрягающие бетоны с весьма высокой энергией расширения, создающей самонапряжение в конструкции $6.0 \div 10.0 \text{ Н/мм}^2$. Напрягающие бетоны с высокой энергией расширения особенно целесообразно принимать и для

объемного преднапряжения таких конструкций, как фундаменты под турбоагрегаты тепловых и атомных электростанций.

Таблица 1.11.

Основные виды конструкций из напрягающего бетона, использованные в строительстве [11]

№ п/п	Наименование конструкции или сооружения	Краткая характеристика, сведения о применении	Примечание
1	2	3	4
1	Трубы напорные диаметром 500..800 мм [38, 78]	Под давление 0.5 Н/мм ² применены в России, США, Японии	
1а	Трубы низконапорные диаметром 300..1000 мм для ирригации [38, 78]	Под давление 0.2÷0.45 Н/мм ² массовый выпуск в США	
2	Цилиндрические емкостные сооружения (резервуары, отстойники, канализационные насосные станции) [17–21]	Диаметрами 4.5; 6.0; 9.0; 12.0; 18.0; 24.0; 30.0; 40.0; 72.0 м. Беларусь, Россия, Украина, США, Япония, Китай	В отличие от известных цилиндрических емкостей с навивной кольцевой напрягаемой арматуры самонапряженные емкости выполняют по однослойной технологии
3	Круглые подземные резервуары для бензина и светлых нефтепродуктов [78]	Емкостью 10 тыс. м ³ . Россия, Украина.	Напрягающий бетон применен в стыках между сборными элементами самонапряженных систем
4	Водонапорные башни [11]	Высота до 45 м, объем резервуара для воды до 1000 м ³ . Латвия, США	В монолитном железобетоне – создание предварительного напряжения при расширении напрягающего бетона
5	Бесшовные полы [11, 78]	Толщиной до 16 см. Россия, Беларусь, Польша, США, Германия, Япония	При самонапряжении исключена гидроизоляция и деформационные швы

Таблица 1.11 (продолжение).

1	2	3	4
6	Объемные блоки домостроения [108]	В объемно-блочном домостроении Беларуси	Ликвидация технологических и усадочных трещин в объемных блоках, облегчается распалубка (съем с формы)
7	Тампонирующее скважин после добычи нефти и газа [222, 300]	Предварительно напряженная тампонажная система, воспринимаемая большое давление. США, Канада	Ликвидация усадочных трещин, надежный преднапряженный контакт тампонажного бетона с обсадной трубой
8	Спортивные сооружения [74, 128, 307]	Неразрезные бесшовные покрытия ледовых дорожек катков, хоккейных полей, трибуны стадионов, плавательные бассейны. Россия, Казахстан, Беларусь, США, Япония	Выполняют по бесшовной технологии, отпадает необходимость в устройстве гидроизоляционного слоя, создается предварительное напряжение в построчных условиях
9	Дорожные и аэродромные покрытия [1, 78, 129]	Покрывания являются конструкцией, самонапряженной в двух направлениях. Применены в России, Украине, США, Японии, Германии	Применение самонапряженных покрытий существенно снижает трудоемкость арматурных работ и уменьшает толщину бетонного полотна, стойки к воздействию нефтепродуктов и истиранию
10	Колонны под большие нагрузки [78]	Самонапряженные колонны со спиральным армированием или в металлической обойме. Применены в мостостроении и промышленных зданиях. Грузия, Украина, Россия	Колонны уникальны сочетанием малых размеров и массы с высокой несущей способностью

Таблица 1.11 (продолжение).

1	2	3	4
11	Тюбинги для обделки тоннелей метрополитенов в водоносных грунтах [56. 78]	За счет самонапряжения обеспечивается высокая несущая способность и водонепроницаемость, в том числе в стыках. В метростроении Украина, Беларусь, Россия	Взамен чугунных тюбингов обделки тоннелей
12	Сборно-монолитные пространственные оболочки [55, 128, 188]	Повышенная жесткость покрытия за счет радиального и кольцевого преднапряжения в строительных условиях. Украина, Грузия	Исключение сложных, трудоемких и не всегда надежных способов предварительного напряжения (метода пригрузки, метода натяжения тросов на упоры и т.д.)

Практика показала, что применение напрягающего бетона для железобетонных труб диаметром 300..1200 мм позволяет существенно повысить их качество, упростить технологию работ, снизить трудоемкость воздействия и расход материалов. Разработаны конструкция и технология изготовления труб большого диаметра ($D > 4$ м) без стального сердечника [38].

Применение для изготовления труб напрягающего бетона обеспечивает полную водонепроницаемость при давлении более 2.0 Н/мм^2 [38].

В практике строительства все большее применение находят водоводы коробчатого сечения. Один из таких водоводов размерами 2.8×2.8 м из напрягающего бетона разработан специалистами Японии [11].

Напрягающий бетон в сборно-монолитных емкостных сооружениях позволяет одновременно решить две задачи: получить самонапряженный плотный стык между стеновыми элементами; стеновые элементы из напрягающего бетона отличаются высокой водонепроницаемостью и не требуют дополнительной гидроизоляции.

Конструктивное решение сборно-монолитных самонапряженных резервуаров для воды емкостью 50..500 м³ [18–21] представлено на рис. 1.28.

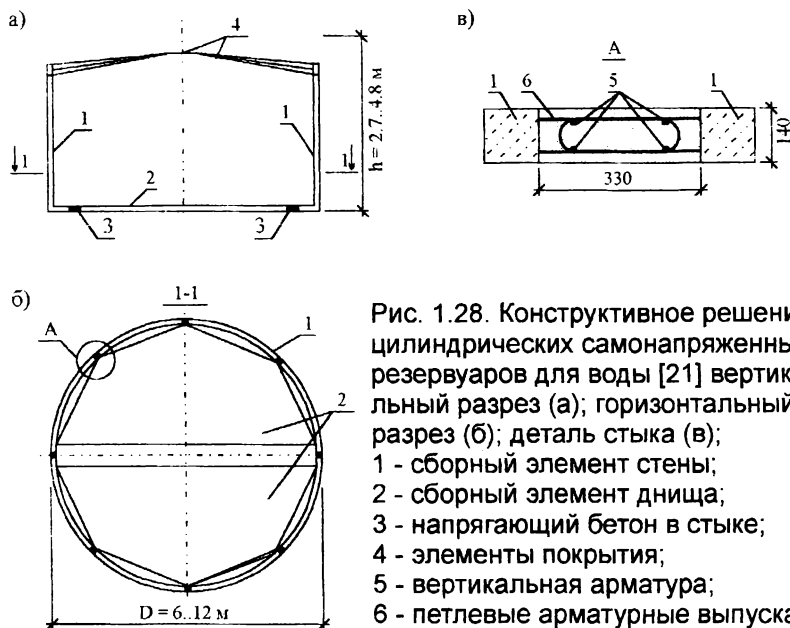


Рис. 1.28. Конструктивное решение цилиндрических самонапряженных резервуаров для воды [21] вертикальный разрез (а); горизонтальный разрез (б); деталь стыка (в); 1 - сборный элемент стены; 2 - сборный элемент дна; 3 - напрягающий бетон в стыке; 4 - элементы покрытия; 5 - вертикальная арматура; 6 - петлевые арматурные выпуски.

Высокой эффективностью характеризуется применение напрягающего бетона в метростроении [56]. Опыт многолетней эксплуатации позволяет утверждать, что железобетонная обделка тоннелей из напрягающего бетона может успешно применяться без гидроизоляции, а в тоннелях глубокого заложения – надежно заменить чугунную.

Опыт эксплуатации спортивных сооружений, где при строительстве был применен напрягающий бетон, свидетельствует о его высокой эффективности и надежности [55, 70, 74]. Обследования технического состояния трибун Олимпийского стадиона в г. Москве после 15 лет эксплуатации показали, что примененный напрягающий бетон имеет прочность на сжатие, соответствующую классу не менее С120, а остаточная морозостойкость составила F750 [307].

Аналогичные результаты получены и при обследовании ледовой дорожки стадиона Медео [307], где напрягающий бетон в течение 20 лет эксплуатировался в достаточно жестких условиях атмосферных воздействий.

Достаточно успешно применяют напрягающий бетон в аэродромном и дорожном строительстве [1, 78, 129, 155, 255].

Наиболее широкий опыт использования напрягающего бетона при строительстве автострад накоплен в США.

Некоторые из реализованных решений, представленные в табл. 1.12, подробно описаны в наших работах [155, 255].

Как следует из заключительного технического рапорта американских специалистов [217], использование напрягающего бетона на среднеактивном К-цементе ($f_{CE} \leq 2.0 \text{ Н/мм}^2$) для дорожных покрытий рационально при расстоянии между температурно-усадочными швами не более 75 м. В.В. Михайловым [78] показано, что для увеличения протяженности неразрезного участка плиты необходимо использовать напрягающий бетон на цементе с маркой по самоупругиванию не ниже 3.0 Н/мм^2 .

Напрягающий бетон применяли для бетонирования плиты проезжей части мостовых конструкций [36, 243]. В использовании проектных решениях напрягающий бетон предполагали к использованию главным образом в качестве водонепроницаемого слоя, вводимого взамен оклеечной изоляции. Это было вызвано тем, что обследования 80 железобетонных мостов, построенных в Ленинграде в период с 1950 по 1978 года выявили проникновение воды в плиту проезжей части всех сооружений. На всех обследованных мостах была выполнена оклеечная изоляция из 2–3 слоев рубероида, стеклоткани, джутового полотна, мешковины и т.д. на битумной мастике. По данным [113] в 1985 г. обследовано 50 мостов, построенных в 1958–1963 г.г. с гидроизоляцией из специальных водонепроницаемых бетонов, из них – 20 находились в хорошем состоянии.

В качестве примера здесь могут быть рассмотрены конструктивные решения мостов с плитой проезжей части из напрягающего бетона.

Таблица 1.12.

Объект	Конструктивно-технологические характеристики						
	толщина плиты δ ,	процент армиро- вания ρ , %	энергоак- тивность цемента, $\text{H}/\text{мм}^2$	расход цемента, $\text{кг}/\text{м}^3$	связан- ное рас- ширени е, %	самонапряжение, $\text{H}/\text{мм}^2$	
	см					бетон	арматура
Дорога ок. Г. Блэсли	15.0	0.24	1.2	550	0.27	1.2	500
						0.72*	300*
Автострада № 2 ок. Г. Гластонбург (шт. Кентукки)	15.0	0.126	1.2	474	0.1	0.25	200
						0.19	1.52
Автострада № 33 ок. Г. Колумбус (шт. Огайо)	20.0	0.25	1.2	362	0.15	0.75	375
Автострада ок. Г. Мэнфилд (шт. Огайо)	20.0	0.68	1.2	470	0.28	1.32	420

Учитывая высокие эксплуатационные характеристики напрягающих бетонов было разработано два конструктивных решения мостов с проезжей частью из напрягающего бетона [36] (рис. 1.29).

В первом случае (рис. 1.29а) монолитную плиту из напрягающего бетона с контурным армированием укладывали на основные несущие конструкции, стыки между которыми тоже омоноличивали напрягающим бетоном. После этого устанавливали пешеходную дорожку, выполненную из отдельных сборных элементов с последующим устройством изоляционного слоя.

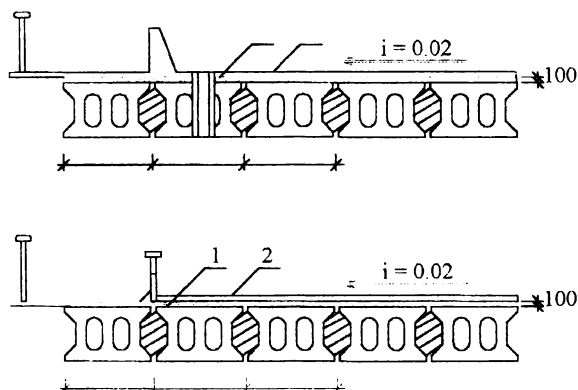


Рис. 1.29. Конструкция проезжей части моста с пешеходной дорожкой из сборных элементов (а) и монолитного бетона (б) [36]:

- 1 – монолитная часть из напрягающего бетона;
- 2 – слой асфальтобетона.

Во втором случае (рис. 1.29б) плиту проезжей части и пешеходную дорожку выполняли одновременно из монолитного напрягающего бетона. Используя такие решения был возведен ряд мостовых конструкций на Украине [36, 113]. Обследование таких мостов после 10..12 лет эксплуатации показали их высокую надежность [153].

В 1996 году было выполнено обследование технического состояния моста (рис. 1.30), выполненного в Могилевской области через

р. Волчас (484 км дороги "Ивацевичи - граница России"). Конструкция по варианту 2 (рис. 1.29б) была возведена в 1986 году.

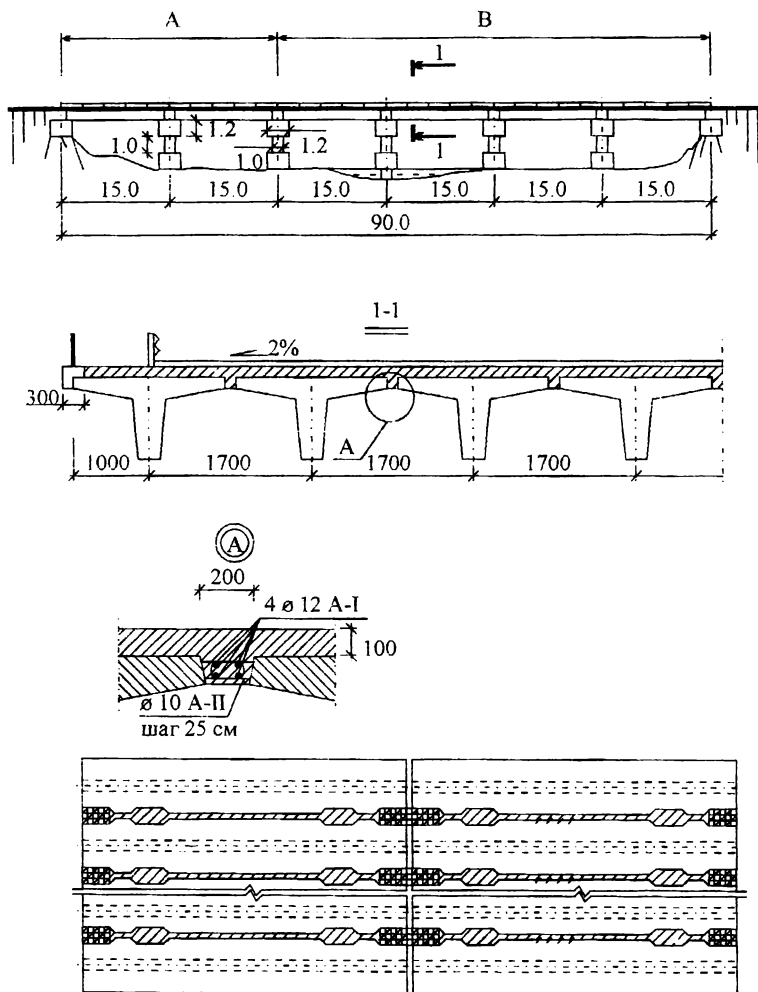


Рис. 1.30. Конструктивное решение и система дискретных стыков моста через реку Волчас

Монолитная армированная плита была выполнена из напрягающего бетона марки по самоупрочению Sp2.0. Расход напрягающего цемента НЦ-20 Волковыского цементного завода на 1 м^3 бетонной смеси составлял 520 кг. Подвижность смеси характеризовалась осадкой стандартного конуса $O.K = 7.1 \div 8.2$ см. Работы выполняли в весенне-летний период при средней температуре наружного воздуха 16 ± 2 °С.

Результаты обследования и испытаний отобранных проб после 10 лет эксплуатации показали, что конструкции мостового строения находятся в хорошем состоянии, следов протечек воды, морозного разрушения напрягающего бетона и т.д. не установлено, прочность бетона при сжатии составляла 68.7 Н/мм^2 , остаточная морозостойкость – F320.

Следует отметить, что независимо от замысла проектировщиков при ликвидации изоляционной прослойки монолитная плита включалась в работу основного пролетного строения, превращая конструкцию, по существу, в сборно-монолитную. При этом, расширение напрягающего бетона монолитной плиты развивалось в условиях ограничения деформаций сборным настилом. Однако, при проектировании дополнительные эффекты от самоупрочения не учитывали.

Испытания нагружением мостовых конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона, описанные в [36], показали, что при обеспеченной долговременной совместной работе монолитной плиты с несущими конструкциями, было достигнуто уменьшение рабочей арматуры в разрезных пролетных строениях длиной 18, 12, 6 м соответственно на 5, 11, 21 % [36].

Однако при использовании напрягающего бетона в описанных мостовых конструкциях, их самоупрочение определяли без учета влияния дополнительного ограничения, которым по существу является сборная часть сечения и в свою очередь не оценивали влияние расширения напрягающего бетона на исходное напряженно-деформированное состояние сборного элемента и всего сечения.

При этом, в качестве ограничения деформаций расширения напрягающего бетона рассматривали размещаемую в нем арматуру

(сплошное армирование сетками, контурное армирование и т.д.), а величину самонапряжения оценивали только по реакции арматурного ограничения по традиционным методикам [110]. Такие подходы в некоторых случаях привели к негативным последствиям, так как не учитывали ограничивающего влияния сборной части составного сечения.

Эффективным оказалось применение напрягающего бетона при возведении покрытий и оболочек больших пролетов [55, 128, 188].

Использование в стыках напрягающего бетона при возведении шатровой оболочки для покрытия 20000 м² здания автобусного парка в г. Киеве [128] позволило получить как радиальное, так и кольцевое преднапряжение конструкций на стадии твердения монолитного бетона.

Существует ряд производств, где использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя является особенно выгодным.

В многоэтажных зданиях гаражей, предприятий полиграфической и инструментальной промышленности, в сырых цехах возможно попадание на перекрытие различных флюидов: воды, масел, бензина и т.д.

Проникая в бетон несущих конструкций, они приводят к разрушению его структуры. Для защиты таких конструкций от воздействия агрессивной среды устраивают, как правило, оклеечную изоляцию в виде нескольких слоев рубероида, по которой укладывают бетонные полы [90, 145].

В результате усадки в полах появляются трещины, через которые флюиды свободно проникают к оклеечной изоляции. Обследования технического состояния эксплуатирующихся объектов показали, что указанная изоляция в большинстве случаев не обеспечивает защиту несущих конструкций. Это приводит к прогрессирующему снижению их несущей способности и опасности обрушения.

Используя в качестве монолитного слоя напрягающий бетон, в силу его свойств, появляется возможность, отказавшись от изоляционной прослойки, включить монолитную часть в работу основного несущего элемента, получая эффективную сборно-монолитную конструкцию.

В известных решениях сборно-монолитных конструкций [1, 36] использование расширяющегося и напрягающего бетонов было принято, главным образом, из условия компенсации усадочных напряжений, а как следствие для повышения трещиностойкости и непроницаемости монолитной плиты.

Следует также остановиться на вопросе, связанном с промышленным производством напрягающего цемента.

Промышленный выпуск напрягающих цементов (НЦ) в бывшем СССР был освоен с 1982 года. К началу 90-х годов производство НЦ осуществляли более чем на 10 цементных заводах, расположенных в различных регионах страны. Суммарный объем выпуска определялся, в основном, заявками потребителей. Необходимо отметить, что преобладал выпуск НЦ с малой энергией самонапряжения и применяли их, главным образом, с целью улучшения строительно-технологических свойств конструкций и сооружений. Данные о выпуске напрягающего цемента в бывшем СССР с 1975 по 1991 г.г. и в Республике Беларусь с 1993 по 1996 г.г. показаны на диаграмме (рис. 1.31).

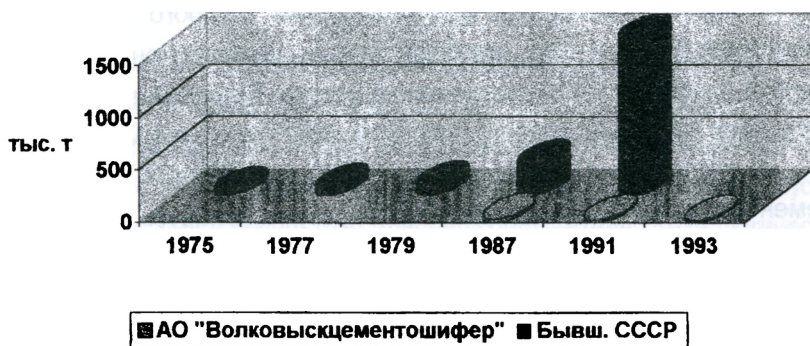


Рис. 1.31. Выпуск напрягающего цемента в бывшем СССР и на АО "Волковыскцементосишер"

В 1983 году на ПО "Волковыскцементосишер" был освоен выпуск напрягающего цемента с высокой энергией самонапряжения. Основными

компонентами цемента были портландцементный клинкер, природный гипсовый камень и глиноземистый шлак. Произведенный напрягающий цемент отличался быстрым ростом расширения и большим самонапряжением (до 3.7 Н/мм^2), в связи с этим, некоторой нестабильностью свойств, и был пригоден только для использования в армированных конструкциях. Изготовление такого цемента достаточно трудоемко для обычного цементного завода: необходимо выдерживать технологию изготовления клинкера определенного минералогического состава и не ниже М600, понижается производительность помольного оборудования и возрастают затраты на электроэнергию в связи с требуемой высокой удельной поверхностью цемента ($4000 \text{ см}^2/\text{г}$), необходимо многократно тщательно контролировать методами аналитической химии содержание Al_2O_3 и SO_3 в смеси в процессе изготовления цемента и др.

Выпуск напрягающих цементов с высокой энергией самонапряжения может быть экономически обоснован только при использовании его в конструкциях специального назначения.

В настоящее время АО "Волковыскцементошифер" согласно СТБ 942-93 "Портландцемент безусадочный. Технические условия", выпускает вяжущее, основными составляющими которого является портландцементный клинкер, гипсовый камень, шлак доменный гранулированный с добавками глиноземистого шлака. Вяжущее выпускается отдельными партиями, главным образом для строителей метрополитена.

В последние годы наблюдается рост потребности в напрягающем цементе в строительной отрасли Республики Беларусь, где его применяют как при возведении новых сооружений, так и при реконструкции эксплуатирующихся объектов [145, 149]. Одним из эффективных способов обеспечения потребности в напрягающем вяжущем является полупромышленный способ производства цемента, либо расширяющейся добавки. Опыт применения расширяющихся добавок к портландцементу показывает, что при относительно невысоких затратах удается получить материал с высокими техническими характеристиками [41–43, 83].

ГЛАВА 2 САМОНАПРЯЖЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Мультипликативная модель, принятая при расчете самонапряжений в конструкции

Уже первые исследования самонапряженных элементов показали, что напряженно-деформированное состояние при расширении напрягающего бетона нельзя рассчитать, пользуясь законами деформирования упругих тел (например законом Гука), либо зависимостями, описывающими напряженное состояние тел от усадки или температурного расширения [78].

Поэтому в инженерной практике для определения величины самонапряжения в конструкциях из напрягающего бетона используют в основном функциональные (феноменологические) зависимости, полученные экспериментальным путем.

Согласно [110] величину самонапряжения предложено определять по мультипликативной зависимости вида:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_s \cdot k_w \cdot k_o \quad (2.1)$$

где $f_{CE,d}$ – расчетное самонапряжение напрягающего бетона (Н/мм^2), установленное в зависимости от его марки по самонапряжению; k_p , k_e , k_s , k_w , k_o – корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонения самонапряжения конструкции от стандартных условий в результате влияния конструктивно-технологических факторов, представленных табл. 2.1.

Кроме того при оценке величины самонапряжения учитывают его потери, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести).

Таблица 2.1.

Конструктивно-технологические факторы,
влияющие на величину самонапряжения в конструкции

Конструктивно-технологический фактор	Обозначение коэффициента и его значение	Источник
1. Степень внешнего ограничения деформаций расширения (степень насыщения сечения ограничивающей арматурой, характеризуемая через ρ_1 – коэффициент армирования сечения)	$k_p = \sqrt{\frac{157 \cdot \rho_1}{0.0057 + \rho_1}}$ ρ_1 – суммарный коэффициент армирования сечения	[110]
2. Ориентация в пространстве ограничивающих связей	k_s , принимаемый при ограничении: одноосном – 1.0; плоскостном – 1.2; объемном – 1.5	[110]
3. Положение ограничивающих связей в пределах бетонного сечения (отклонения от осевого положения по рассматриваемому направлению, оцениваемые через относительный эксцентриситет e_s/d)	$k_e = 1 - \frac{e_s}{d - c'}$ e_s – эксцентриситет ограничивающей арматуры относительно ц.т. бетонного сечения	[110]
4. Условия изготовления и хранения самонапряженной конструкции	k_o , принимается при хранении в воде – 1.0; для других условий – 0.18÷1.15	[34, 35]
5. Начальная прочность при сжатии напрягающего бетона к моменту его интенсивного увлажнения	$k_w = (0.1 \cdot f_{CE,wo})^\alpha$ $f_{CE,wo}$ – прочность бетона при сжатии	[10, 141, 142]

2.1.1. Факторы, влияющие на величину самонапряжения в конструкции

Первые два фактора (см. табл. 2.1) достаточно изучены при осевом положении ограничивающих связей и были подробно проанализированы в главе 1, влияние длительных процессов будет представлено в отдельном разделе. Коротко рассмотрим влияние условий хранения

конструкции из напрягающего бетона и его начальной прочности к моменту начала интенсивного увлажнения. Эти факторы в совокупности позволяют выработать определенные технологические приемы, посредством которых можно дополнительно управлять развитием процесса расширения напрягающего бетона в конструкции. Однако, наибольшее внимание следует акцентировать на влиянии положения ограничивающих связей в пределах сечения конструкции из напрягающего бетона. Это, с одной стороны позволит разъяснить наиболее дискуссионный вопрос теории самоупругивающегося железобетона о характере распределения самоупругивания в сечении, а с другой – дает возможность получить базовые (конститутивные) уравнения, описывающие самоупругивающе-деформированное состояние самоупругивающейся конструкции.

Влияние условий хранения на расширение напрягающего бетона. При практической реализации самоупругивающихся конструкций достаточно редко встречаются случаи, когда в процессе твердения и расширения самоупругивающийся элемент полностью находится в водных условиях. Чаще всего конструкция находится в условиях, которые можно определить как влажные (увлажнение при помощи водонасыщенных опилок, песка, водоудерживающих матов с последующим укрытием полиэтиленовой пленкой или брезентом). Как следует из результатов исследований [141, 189, 217], представленных на рис. 2.1–2.3, при хранении бетона под полиэтиленовой пленкой самоупругивания достигают около 25..60 % самоупругивания образцов, хранившихся в водных условиях. Каким образом на развитие самоупругивания влияет способ увлажнения конструкции можно наблюдать при одностороннем увлажнении. Исследования [34] показывают, что в этом случае распределение самоупругивания по высоте сечения является неравномерным, даже в условиях осевого ограничения. На основании проведенных исследований [34] (рис. 1.28) предложено учитывать влияние способа увлажнения при помощи коэффициента $K_{\text{вс}}$. Если для напрягающего бетона тверде-

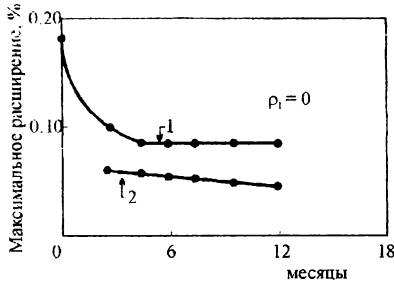


Рис. 2.1. Влияние условий хранения напрягающего бетона на деформации свободного расширения после 7 суток хранения в воде [189]
1 - постоянные водные условия;
2 - хранение под пленкой.

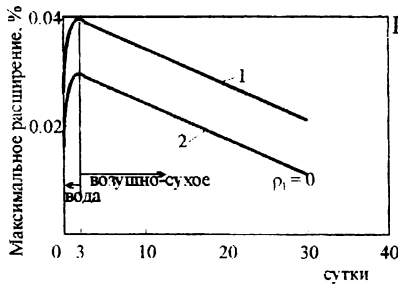


Рис. 2.2. Влияние условий хранения в начальной фазе расширения напрягающего бетона на развитие деформаций свободного расширения [189]:
1 - хранение в водных условиях первые 3-е суток;
2 - хранение первые 3-е суток под пленкой.

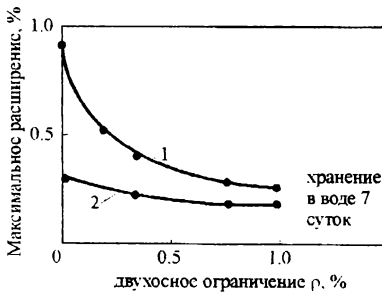


Рис. 2.3. Влияние степени ограничения и условий хранения на развитие деформаций расширения легкого бетона [217]
1 - водное хранение;
2 - хранение под пленкой.

ние и расширение происходит в воде, то $K_{wo} = 1$, для других условий $K_{wo} = 0.18 \div 1.15$. Так, значение коэффициента, превышающее $K_o = 1.0$ наблюдали для образцов (2) (рис. 2.4), имевших отверстия.

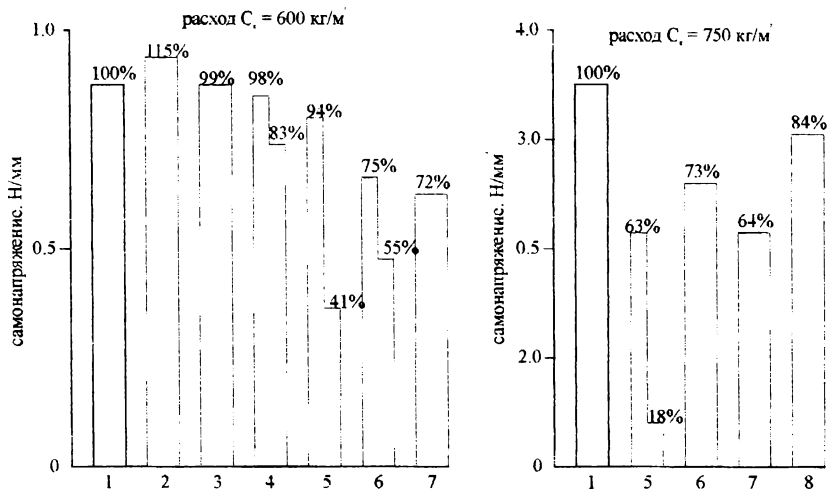


Рис. 2.4. Влияние способа увлажнения на самоупрежение бетона [34]

1÷4 – твердение в воде:

1 – контрольные образцы; 2 – образцы с тремя отверстиями; 3 – образцы с изоляцией на двух гранях; 4 – образцы с изоляцией на трех гранях;

5÷6 – твердение при опускании грани образца в воду на 2 см:

5 – контрольные образцы; 6 – образцы под пленкой;

7 – твердение под пленкой с увлажнением 3 раза в день;

8 – твердение при постоянном поливе водой.

Влияние начальной прочности при сжатии бетона к моменту начала интенсивного увлажнения. Как показывают результаты экспериментальных исследований начальная прочность $f_{CE,d(t)}$, при которой начинают увлажнение бетона, значительным образом влияет на значение достигаемого самоупрежения в конструкции.

В работе [78] показано, что чем позднее (при более высокой прочности) образец из напрягающего бетона опущен в воду, тем меньше его конечное самоупрежение. Как было показано выше (см. раздел 1.2), при более высокой начальной прочности собственная структура явля-

ется достаточно мощным ограничением, препятствующим развитию деформаций расширения. Анализируя обратную ситуацию, когда начальная прочность бетона невысокая и ее ограничивающее влияние незначительно, а основная часть энергии расходуется на деформирование внешнего ограничения могут быть достигнуты значительные деформации связанного расширения. Однако, начальную прочность нельзя понижать неограниченно, т.к. это может привести к саморазрушению структуры бетона, согласно механизма показанного выше, когда степень внешнего ограничения неограниченно возрастает при низком модуле упругости бетона.

Были выполнены специальные исследования влияния начальной прочности напрягающего бетона на величину достигаемых связанных деформаций расширения, подробно описанные в наших работах [141, 234]. При обработке полученных результатов (рис. 2.5) с использованием статистических методов предложено влияние начальной прочности бетона (ограничивающее влияние собственной структуры) учитывать умножением расчетного значения самоупреждения на корректирующий коэффициент K_w . Значение может быть рассчитано по эмпирической зависимости вида:

$$K_w = (0.1 \cdot f_{CE,w})^{-\alpha} \quad (2.2)$$

где α – экспериментальный коэффициент $\alpha = 0,7 \div 0,9$.

Анализ зависимости (1.4) и сравнение полученных значений самоупреждения с результатами собственных исследований и других авторов [141] показывает, что интенсивное увлажнение напрягающего бетона при $f_{CE,ow} > 10$ Н/мм² незначительно влияет на значение достигаемого самоупреждения ($K_w = 1 \div 1,01$ рис. 2.5). При увлажнении с $f_{CE,ow} < 10$ Н/мм² величина самоупреждения возрастает достаточно быстро, и при $f_{CE,ow} = 4$ Н/мм² коэффициент $K_w = 2,07$. Однако при низких значениях f_{ow} существенное влияние на величину достигаемого самоупреждения имеет еще и целый ряд других факторов: содержание и минералогический состав цемента использованного в бетонной смеси, водоце-

ментное отношение, процент и ориентация в пространстве армирования ограничивающего расширения. Поэтому с некоторым оправданным запасом в работе [141] предложено принимать начальную прочность при которой следует начинать интенсивное увлажнение напрягающего бетона в пределах $7,5 \leq f_{CE,ow} \leq 10 \text{ Н/мм}^2$.

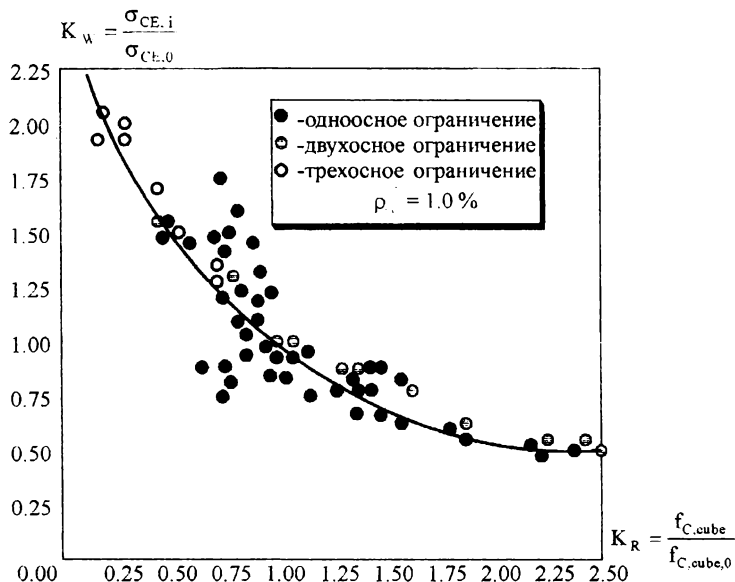


Рис. 2.5. Зависимость самонапряжения от начальной технологической прочности, при которой начинают увлажнение напрягающего бетона [141].

2.2. О гипотезе равномерного распределения самонапряжения по сечению

В теории самонапряженного железобетона на протяжении ряда лет наиболее дискуссионным вопросом является вопрос о распределении самонапряжения по сечению конструкции при изменении положения ограничивающей связи относительно центра тяжести бетонного сечения. На основании исследований [13, 14] с позиций энергетической

теории расширения, изложенной в [78], было принято считать, что независимо от расположения в сечении ограничивающих связей, самонапряжение по сечению распределено равномерно. Исходя из этого мультипликативная модель для расчета самонапряжений в конструкции, описанная формулой (2.1), построена с использованием гипотезы о равномерном распределении самонапряжения по сечению. Отклонения ограничивающей связи от осевого положения принято учитывать при помощи корректирующего коэффициента k_e (см. табл. 2.1).

Следует отметить, что гипотеза о равномерном распределении самонапряжения по сечению зачастую входит в противоречие с опытными данными и в ряде расчетных ситуаций оказывается неприемлемой.

В исследованиях [13, 14] наблюдали тенденцию к выравниванию усилий в верхнем и нижнем армировании при несимметричном расположении арматуры в сечении. Однако, анализ полученных результатов, на основании которых разработана методика [110], показывает, что полученные зависимости справедливы только в том случае, когда разница между количеством армирования верхней и нижней зон незначительна.

В работе [17] показано, что при высоте опытных балок $h = 12$ см, использованных в исследованиях [13, 14], и максимальном отклонении армирования от центра тяжести сечения $y_0 = 2.36$ см, максимальное значение эксцентриситета равнодействующей обжимающего усилия составило всего $e_s = 0.42$ см. При таком размещении арматуры в пределах сечения опытных балок, очевидно, и не следовало ожидать существенной разницы в усилиях, возникающих в верхнем и нижнем арматурных стержнях.

Принципиальное несоответствие опытными данным (см. раздел 2.3.1) наблюдается при оценке деформированного состояния конструкции, особенно в случае одиночного армирования сечения. Для определения кривизны на стадии расширения в документе [110] предложено пользоваться формулой:

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{\gamma} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot A_{CE} \cdot (A_s - A_{s2})}{2 \cdot E_s \cdot A_s \cdot A_{s2} \cdot (d - c')}, \quad (2.3)$$

где: A_{CE} – площадь сечения конструкции;

A_s, A_{s2} – площади арматуры соответственно в верхней и нижней зонах сечения;

d – рабочая высота сечения;

c' – толщина защитного слоя бетона для верхней арматуры.

В случае, если в одной из зон сечения арматура отсутствует (A_s либо A_{s2} равняется нулю), кривизна сечения $\psi_{CE} \rightarrow \infty$, а радиус кривизны $r_{CE} \rightarrow 0$.

Это означает, что при одностороннем несимметричном армировании элемент деформируется не испытывая выгиба ($\gamma \rightarrow 0$) и конструкция не теряет линейности. Однако, экспериментально установлено [17, 18, 28, 141], что в односторонне армированных конструкциях при расширении наблюдаются значительные выгибы и даже появление трещин на неармированной грани (при использовании активных напрягающих бетонов). Такой характер деформирования указывает на явно неравномерное распределение самонапряжений в бетоне (трапециевидную и даже двузначную эпюру).

Впервые гипотеза о равномерном распределении самонапряжения по сечению конструкции из напрягающего бетона (независимо от положения ограничивающей связи) была подвергнута критике в работе [17].

В исследованиях [17] уточнялся характер распределения самонапряжений в бетоне в зависимости от комплекса конструктивно-технологических факторов и сделана попытка получить приемлемые для практического применения расчетные формулы по оценке самонапряжения в конструкции.

Для оценки параметров напряженно-деформированного состояния определяли величину самонапряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения $\sigma_{CE,0}$. Распределение самонапряжений по высоте сече-

ния принимали линейным и оценивали величиной градиента, характеризовавшего наклон эпюры напряжений по формуле:

$$\text{grad}\sigma_{\text{CE}} = \frac{\sigma_{\text{CE}1} - \sigma_{\text{CE}2}}{h} \quad (2.4)$$

где $\sigma_{\text{CE}1}$, $\sigma_{\text{CE}2}$ – самонапряжения в бетоне на уровне соответственно нижней и верхней граней балки;

h – высота сечения балки.

В исследованиях был применен метод планирования эксперимента в виде композиционного плана второго порядка (план Хартли), включавший 27 опытов [17].

Учитывая опыт и результаты ранее проведенных исследований [17], в опытах варьировали уровни пяти факторов: X_1 – суммарная мощность упругого ограничения расширения; X_2 – эксцентриситет армирования; X_3 – рассредоточение арматуры по высоте сечения; X_4 – усадка бетона; X_5 – марка бетона по самонапряжению. Диапазон варьирования факторов назначали исходя из возможности их воспроизводства при проведении испытаний на опытных образцах.

Принятые натуральные значения факторов и их кодирование представлены в табл. 2.2, а результаты исследований – в табл. 2.3.

Таблица 2.2.

Кодирование варьируемых величин согласно [17]

Кодированный уровень факторов	Натуральный уровень факторов				
	x_1 , %	x_2 , м	x_3 , м	x_4 , %	x_5 , МПа
+1, верхний	2.28	$h/2 - a^x$	$h - a - a'$	$\varepsilon_{\text{sh}(-)}$	2.0
0, средний	1.15	$h/4 - a$	$h/2 - a$	$\varepsilon_{\text{sh}(\tau)}$	1.0
-1, нижний	0.07	0	0	0	0

Примечание: $\varepsilon_{\text{sh}(-)}$ – относительные деформации усадки, принятые на 180..200 сутки воздушно-сухого хранения;
 $\varepsilon_{\text{sh}(\tau)}$ – на 60-е сутки.

Представленные в табл. 2.3. данные указывают на неравномерное распределение самонапряжений бетона по высоте сечения.

Таблица 2.3.

Результаты исследований опытных балок [17]

Номер опыта	Фактическая величина варьируемых факторов					Самонапряжение $\sigma_{CE,0}$, Н/мм ²	grad σ_{CE} , Н/мм ²
	X ₁ , %	X ₂ , м	X ₃ , м	X ₄ , сут	X ₅ , Н/мм ²		
Б-2	2.28	0	0				
Б-3	0.091	0.115	0	0	0	0	0
Б-5	0.071	0	0.23				
Б-8	2.31	1.115	0.23				
Б-1	0.091	0	0			-0.361	0
Б-4	2.23	0.115	0	0	1.736	-0.651	6.8
Б-6	2.23	0	0.23			-1.460	0.49
Б-7	0.097	0.115	0.23			-0.392	5.3
Б-9	0.091	0	0			+0.025	0
Б-12	2.28	0.115	0	180	0	+0.409	5.4
Б-14	2.23	0	0.23			+0.381	0.3
Б-15	0.097	0.115	0.23			+0.037	0.6
Б-10	2.28	0	0			-0.363	0
Б-11	0.091	0.115	0	180	1.369	-0.225	3.6
Б-13	0.071	0	0.23			-0.361	0.1
Б-16	2.31	0.115	0.23			-0.147	2.5
Б-17	0.097	0.055	0.11			-0.178	1.1
Б-18	2.28	0.055	0.11	60	0.795	-0.102	0.4
Б-19	1.14	0	0.115			-0.354	0.08
Б-20	1.12	0.115				-0.503	0.6
Б-21	1.11	0	0	60		0.527	4.0
Б-22	1.15	0.23	0.23	60	0.888	0.642	1.8
Б-23	1.12	0.11	0.11	0		0.630	4.8
Б-24	1.12	0.11	0.11	180		0.500	2.3
Б-25	1.12				0	0.126	0.9
Б-26	1.12	0.055	0.11	60	1.214	0.794	5.5
Б-27	1.15				0.939	0.570	2.7

Как показали опыты, описанные в [17], уже через сутки после бетонирования в несимметрично армированных балках № 4, 7, 11, 16 (табл. 2.3) на менее армированной грани появились нормальные трещины длиной 5 см, шириной раскрытия 0.1÷0.2 мм равномерно по всей длине об-

разца с интервалом в пределах 10.15 см. Образование трещин сопровождалось искривлением элементов. Без сомнения, такой характер деформирования противоречит утверждению о равномерном распределении самонапряжения по высоте сечения, принятому в работах [78, 110].

Компьютерный анализ полных моделей многофакторных зависимостей, полученных при обработке экспериментальных данных [17] по стандартной программе регрессивного анализа показал, что все факторы, взятые на основе оценки ранее проведенных экспериментальных исследований и с учетом физической сущности явлений, происходящих при расширении, влияют на величину $\sigma_{CE,0}$ и $\text{grad } \sigma_{CE}$.

Расчетная модель для определения самонапряжений бетона на уровне центра тяжести приведенного сечения согласно [17] имеет вид:

$$\begin{aligned} \sigma_{CE,0} = & 0.444 - 0.076 \cdot x_2 - 0.141 \cdot x_4 + 0.307 \cdot x_5 - 0.182 \cdot x_1^2 - \\ & - 0.122 \cdot x_1 \cdot x_4 + 0.113 \cdot x_1 \cdot x_5 - 0.119 \cdot x_2^2 \end{aligned} \quad (2.5)$$

Из этой модели следует, что наиболее сильное влияние на величину самонапряжения бетона оказывает энергоактивность бетона (фактор x_5), определяемая энергоактивностью напрягающего бетона и его расходом в составе бетонной смеси (см. рис. 1.8, 1.9, 1.17, 1.18). С ростом энергоактивности бетона уровень самонапряжения увеличивается. Влияние этого фактора возрастает с увеличением мощности армирования (фактор x_1) (см. рис. 1.14) и в рассмотренном диапазоне варьирования факторов может почти в два раза превышать среднее выборочное значение самонапряжения. Усадка бетона (фактор x_4) проявляется во взаимодействии с мощностью армирования.

При малой мощности армирования ($x_1 = -1$) усадка бетона практически не влияет на значение самонапряжения, но при его увеличении до верхнего уровня ($x_1 = +1$) усадка бетона заметно уменьшает величину самонапряжения. Влияние эксцентриситета армирования (фактор x_2) в отличие от [110] описывается однофакторной параболой, из анализа которой установлено, что заметный отрицательный эффект эксцентриситета проявляется при $x_2 \geq 0.36$.

Для оценки сложного характера влияния мощности армирования (x_1) использовано понятие квазиоднофакторной модели, анализ которой показал, что с увеличением x_1 величина самонапряжения вначале растет, а затем падает, что соответствует характеру развития самонапряжения, описанному ранее в разделе 1.1 (см. рис. 1.8, 1.9).

При этом, положение оптимума зависит от значения уровней факторов x_4 и x_5 . Так, при наибольшей энергоактивности ($x_5 = +1$) и наименьшей усадке бетона ($x_4 = -1$) оптимальный уровень мощности армирования составляет $\rho_{1,opt} = 1.88 \%$, а при $x_5 = -1$; $x_4 = +1$ – $\rho_{1,opt} = 0.46 \%$.

Изменение самонапряжения бетона по высоте сечения рекомендовано на основании исследований [17] определять по уравнению регрессии:

$$\begin{aligned} \text{grad } \sigma_{CE} = & 2.57 + 1.40 \cdot x_2 - 0.75 \cdot x_3 + 1.02 \cdot x_5 + 0.58 \cdot x_1 \cdot x_2 - \\ & - 0.82 \cdot x_2 \cdot x_3 - 0.88 \cdot x_4 \cdot x_5 - 1.06 \cdot x_2^2 + 0.83 \cdot x_2 \cdot x_5 \end{aligned} \quad (2.6)$$

Из полученной модели видно, что средневзвешенное значение имеет значительную величину (2.57), что указывает на наличие неравномерной эпюры самонапряжений. Наибольшее влияние на $\text{grad } \sigma_{CE}$ оказывает эксцентриситет армирования (фактор x_2). При $x_1 = +1$, $x_3 = -1$ и $x_5 = +1$ переход фактора x_2 с нижнего уровня на верхний приводит к увеличению $\text{grad } \sigma_{CE}$ до 6.91.

Со сменой уровней факторов x_1 , x_2 и x_5 на противоположные влияние фактора x_2 на $\text{grad } \sigma_{CE}$ практически прекращается и становится справедливой гипотеза прямоугольной эпюры самонапряжения, принятая в [110].

Для определения фибровых напряжений, учитываемых при расчетах трещиностойкости и деформативности элементов при заданных конструктивных параметрах расчетной модели использована зависимость:

$$\sigma_{CE i} = \sigma_{CE,0} + \text{grad } \sigma_{CE} y_i \quad (2.7)$$

где y_i – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяют величину самонапряжения с учетом

знака: положительное – при возрастании самонапряжений, отрицательное – в сторону уменьшения напряжений.

По существу, представленные в работе [17] данные являются первыми исследованиями развития процесса самонапряжения в несимметрично армированных элементах, обоснованно доказывающими ограниченную область применения гипотезы о равномерном распределении самонапряжений по сечению. Как следует из представленных результатов, такая гипотеза справедлива для элементов с малыми эксцентриситетами и практически полностью неприемлема для элементов с односторонним положением ограничивающих связей, которыми являются рассматриваемые в настоящей работе самонапряженные сборно-монолитные конструкции.

Вместе с тем, представленные исследования дают лишь общий, хотя и достаточно глубокий анализ наблюдаемых закономерностей и не лишены определенных условностей. Это следует отнести в первую очередь к анализируемым параметрам. Так величина самонапряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения $\sigma_{CE,C}$, как и $\text{grad } \sigma_{CE}$, являются величинами, установленными по величине реакции упругого ограничения. В опытах же фиксируются величины связанных деформаций расширения, а не самонапряжения. Поэтому, очевидно, было бы логично выполнять анализ деформированного состояния и анализировать не градиент напряжений, а градиент деформаций, описывающий, по существу, кривизну элемента при расширении. По представленным зависимостям (2.5), (2.6) осуществить обратный переход от самонапряжения к деформациям, в частности в случае одностороннего ограничения, не представляется возможным. В ряде практических случаев (в частности при использовании в расчетах деформационной модели для сечений [59, 235]) полезнее иметь исходную деформированную схему составного сечения. Кроме того, следовало бы анализировать не напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения, а связанные деформации на уровне центра тяжести ограничивающего армирования. Такой подход позволил бы расчетным путем устанавливать зна-

чение равнодействующей усилий в растянутой ограничивающей арматуре, а далее рассчитывать самонапряжение как для частного случая элемента с физико-химическим предварительным напряжением.

Вместе с тем, проведенные исследования позволили в комплексе выявить главные факторы, влияющие на величину самонапряжения несимметрично армированных элементов, которые были учтены при постановке и проведении дополнительных специальных исследований.

2.3. Общий случай расчета самонапряжений и связанных деформаций в сечении конструкции при расширении напрягающего бетона

2.3.1. Результаты экспериментальных исследований

Результаты экспериментальных исследований [133], поставленных с учетом предпосылок, сформулированных в [17], позволили выявить общие закономерности развития процесса самонапряжения конструкции при изменении положения ограничивающих связей в сечении. Краткая программа исследований представлена в табл. 2.4, а основные результаты на рис. 2.6 и в табл. 2.5.

При анализе величины зафиксированных продольных деформаций (табл. 2.5) и графиков их распределения по высоте сечения (рис. 2.6) установлено:

- 1) на стадии интенсивного расширения деформации распределяются практически линейно по высоте сечения конструкции, т.е. выполняется гипотеза плоских сечений;
- 2) угол наклона эпюры, описывающей распределение продольных деформаций к продольной оси балки зависит от величины эксцентриситета положения ограничивающей связи по отношению к центру тяжести бетонного сечения.

Таблица 2.4.

Краткая программа экспериментальных исследований

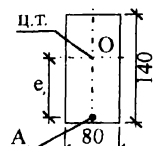
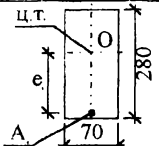
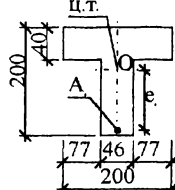
Серия	Обозначение балок	Сечение		Армирование		Длина балки, см	Эксцентриситет армирования e_s , см	Марка по самонапряжению $H/мм^2$	Условия хранения	Кол-во образцов, шт.
		Эскиз	A_{CE} , $см^2$	$\frac{A_s, см^2}{n}$	$\rho, \%$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	1БМП-0		112	$\frac{1.12}{1\varnothing 12}$	1	150	0	3.0	влажные под пленкой	3
	1БМП-2						2.0			3
	1БМП-3						3.5			3
	1БМП-4						4.0			3
	1БМП-5						5.5			3
II	2БМП-0		196	$\frac{2.54}{1\varnothing 18}$	1.3	170	0	2.0	водное	2
	2БМП-4						4.0			2
	2БМП-8						8.0			2
	2БМП-12						12.0			2
III	3БМТ-0		153	$\frac{1.54}{1\varnothing 14}$	1	120	0	1.0	водное	3
	3БМТ-4						4.0			3
	3БМТ-8						8.0			3
	3БМТ-12						12.0			3
	3БМТ-12						12.0			3
	3БМТ-С						-			3

Таблица 2.4 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
IV	4БМТ2-10			$\frac{1.75}{1\varnothing 14}$ $3\varnothing 3$	1.14	120	9.97			3
V	5БМТ2-10		588	$\frac{4.266}{2\varnothing 14}$ $6\varnothing 5$	0.72	300	10.0	0.54	влажные под пленкой	1
<p>Примечание: эксцентриситет положения армирования e_s установлен относительно центра тяжести бетонного сечения балок.</p>										

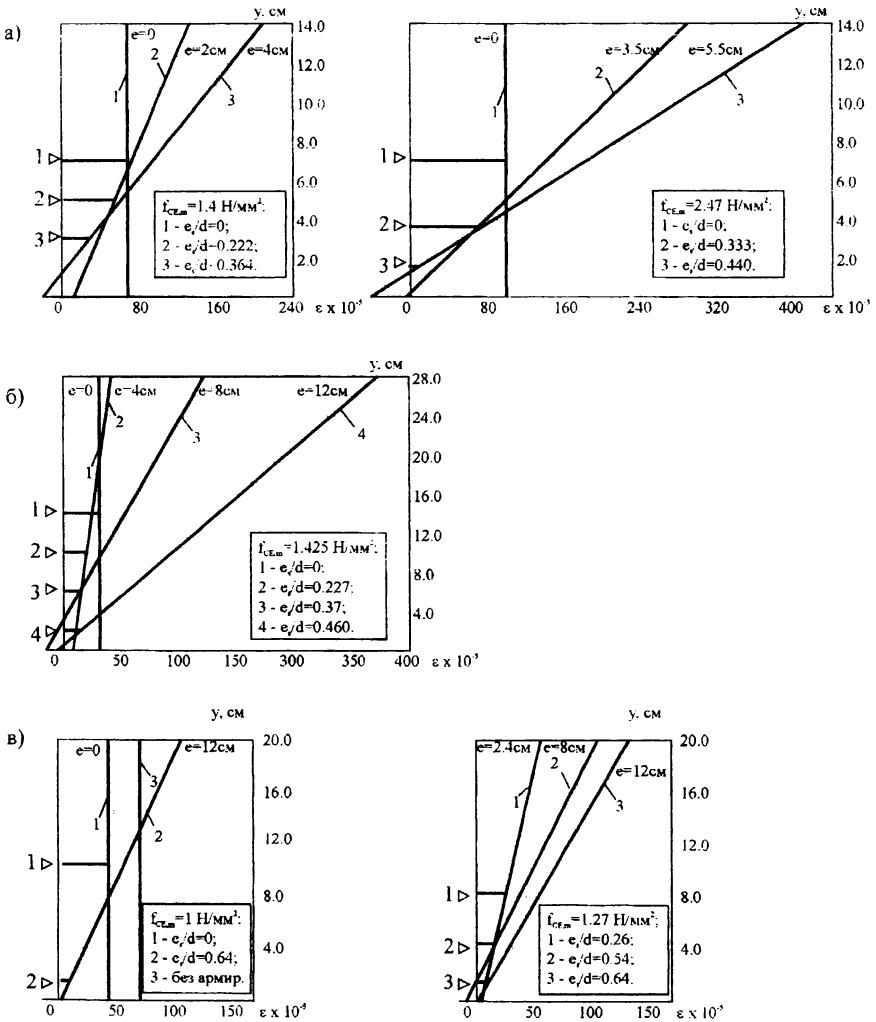


Рис. 2.6. Распределение связанных деформаций опытных балок по высоте сечения к моменту стабилизации процесса расширения :

а) для балок 1БМП; б) для балок 2БМП; в) для балок 3БМТ.

▷ 1..4 - уровни расположения ограничивающей арматуры

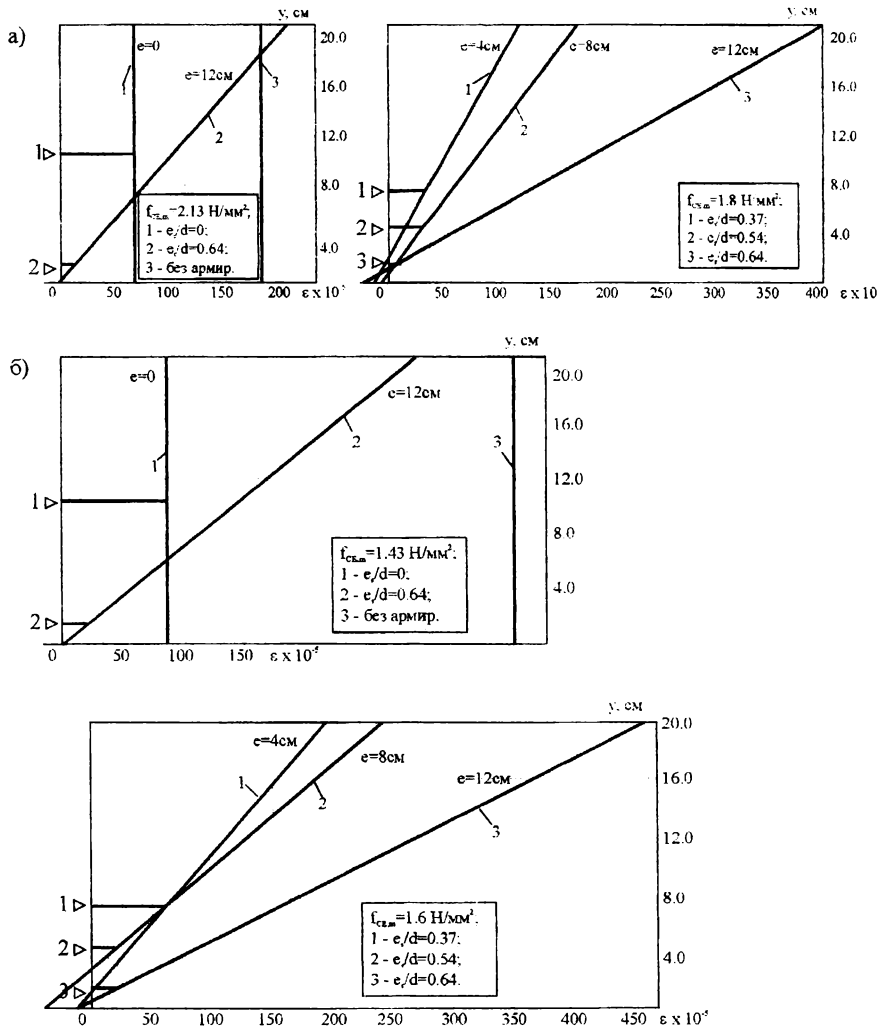


Рис. 2.6. (продолжение). Распределение связанных деформаций опытных балок по высоте сечения к моменту стабилизации процессов расширения:
 а) для балок ЗБМТ2; б) для балок ЗБМТ3.

▷ 1..3 - уровни расположения ограничивающей арматуры.

Таблица 2.5.
Зафиксированные деформации, кривизна и усилие в арматуре опытных балок
после стабилизации процесса расширения

Марка	Серия	Эксцентриситет ар- мирования от- носительно ц.т. бето- нного сечения e_s , см	e_s/d	Сред- нее само- напря- жение в конт. образ- цах $f_{CE,m}$, Н/мм ²	Зарегистрированные деформации $\epsilon \times 10^5$					Кри- визна $\psi \times 10^5$	Отно- ситель- ная кри- визна $\psi/f_{CE,0}$ ***)	Усилие в арму- туре P_{CE} , кН	$P_{CE}/P_{CE,0}^{**}$
					на уров- не арма- туры цен- трально ограни- ченной балки $\epsilon_{CE,0}$	на уров- не верх- ней границы $\epsilon_{CE,2}$	$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{CE,2}}{\epsilon_{CE,0}}$	на уров- не ниж- ней границы $\epsilon_{CE,1}$	$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{CE,1}}{\epsilon_{CE,0}}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1БМП-0	I	0	0	1.4	70	70	1	70	1	0	0	15.68	1
1БМП-2		2.0	0.222	1.4	70	120	1.71	12	0.17	0.0962	6.73	10.66	0.68
1БМП-4		4.0	0.364	1.4	70	200	2.86	-4.2	-0.06	0.2157	15.01	2.23	0.142
1БМП-0		0	0	2.0	100	100	1	100	1	0	0	22.4	1
1БМП-3		3.5	0.333	2.0	100	240	2.4	-5	-0.05	0.1787	17.87	16.91	0.755
1БМП-5		5.5	0.44	2.0	100	410	4.1	-10	-0.1	0.307	30.7	4.48	0.2
2БМП-0	II	0	0	1.425	31	31	1	31	1	0	0	15.75	1
2БМП-4		4.2	0.227	1.425	31	42.5	1.37	10	0.32	0.04	1.24	10.16	0.65
2БМП-8		8.5	0.37	1.425	31	113	3.64	-6	-0.19	0.134	4.15	6.6	0.42
2БМП-12		12.4	0.46	1.425	31	267	8.61	12.5	0.39	0.31	9.81	6.35	0.4
3БМТ1-0	III	0	0	1.0	42	42	1	42	1	0	0	12.93	1
3БМТ1-2.4		2.4	0.26	1.27	42	57	1.36	8	0.19	0.062	2.604	10.23	0.79
3БМТ1-8		8	0.54	1.27	42	113	2.69	-3	-0.07	0.14	5.88	8.21	0.63
3БМТ1-12		12	0.64	1.0	42	107	2.55	6.6	0.16	0.13	5.46	2.03	0.157
3БМТ1-12-1		12	0.64	1.27	42	137	3.26	8	0.19	0.16	6.72	2.46	0.19

Таблица 2.5 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ЗБМТ2-0	III	0	0	2.13	77	77	1	77	1	0	0	23.7	1
ЗБМТ2-4		4	0.37	1.8	77	120	1.55	6.6	0.09	0.08	6.17	14.36	0.59
ЗБМТ2-2		8	0.54	1.8	77	173	2.25	0	0	0.12	9.24	11.27	0.48
ЗБМТ2-12		12	0.64	2.13	77	403	5.23	3.3	0.04	0.28	21.56	1.1	0.046
ЗБМТ2-12-1		12	0.64	1.8	77	206	2.67	8.3	0.1	0.137	10.56	2.55	0.11
ЗБМТ3-0		0	0	1.43	89.4	89.4	1	89.4	1	0	0	27.51	1
ЗБМТ3-4		4	0.37	1.6	89.4	192	2.15	0	0	0.114	10.19	21.03	0.76
ЗБМТ3-8		8	0.54	1.6	89.4	278	3.11	-23	-0.26	0.15	13.41	12.83	0.46
ЗБМТ3-12		12	0.64	1.43	89.4	455	5.1	13.3	0.15	0.26	23.24	4.09	0.15
ЗБМТ3-12-1		12	0.64	1.6	89.4	307	3.43	19.2	0.21	0.17	15.2	5.91	0.21

Примечания: * Для балок серии I, II указаны средние значения зафиксированных деформаций по результатам измерений 3 балок.

**) $R_{CE,0}$ – усилие в арматуре центрально ограниченного образца

$$***) \frac{\psi}{\varepsilon_{CE,0}} = \frac{\varepsilon_{CE,2} - \varepsilon_{CE,1}}{h_1 \cdot \varepsilon_{CE,0}}$$

При осевом положении ограничивающего армирования, когда $e_s = 0$ установлено практически равномерное распределение связанных деформаций $\varepsilon_{CE,n}$ по высоте сечения (рис. 2.6), при этом значения связанных деформаций были близки к деформациям, зафиксированным в измерениях контрольных призм в динамометрических кондукторах и существенно отличались от деформаций свободного расширения ($\varepsilon_{CE,w}$), установленных на неармированных балках.

По мере смещения армирования относительно центра тяжести сечения в направлении одной из его граней, степень влияния ограничения в зонах, удаленных от арматуры уменьшается, в то время как в районе арматуры – возрастает.

В анализируемом случае верхняя грань сечения получает большую свободу деформаций расширения и эпюра распределения деформаций по высоте сечения постепенно превращается из прямоугольной в трапецевидную (рис. 2.6). С ростом эксцентриситета арматуры возрастает угол наклона эпюры деформаций по отношению к эпюре, описывающей центральное положение ограничения (рис. 2.6), возрастает кривизна ψ_{CE} и в опытных балках появляется выгиб (потеря прямолинейности).

- 3) на грани, наиболее удаленной от ограничивающей арматуры при определенных значениях эксцентриситетов, зафиксированы деформации, превышающие деформации свободного расширения, установленные на балках-аналогах, твердевших без ограничения (расширение в условиях растяжения). При этом можно утверждать, что на этой грани на стадии расширения возникают растягивающие напряжения, а не сжимающие, как это следовало бы ожидать исходя из гипотезы о равномерном распределении самонапряжения.

2.3.2. Деформации, напряжения и усилия в ограничивающей арматуре

На основании результатов проведенных исследований (табл. 2.5) с учетом данных, приведенных в работах [13, 14, 17, 133], установлена зависимость, описывающая влияние относительного эксцентриситета армирования (e_s) на величину связанных деформаций ограничивающей арматуры $\varepsilon_{s,CE}$ при расширении напрягающего бетона. На графике, показанном на рис. 2.6, по вертикальной оси откладывали отношение зафиксированных в опыте деформаций арматуры ($\varepsilon_{s,CE}$), установленной с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения к опытным деформациям балок той же серии, у которых арматура располагалась центрально ($e_s = 0$). Такой прием позволил при установлении расчетных зависимостей использовать базовые формулы, полученные на основании исследований [78, 128] центрально ограниченных элементов и учесть все возможные случаи размещения арматуры в сечении.

Методами математического анализа с использованием универсального статистического пакета была получена зависимость, описывающая взаимосвязь связанных деформаций и величины относительного эксцентриситета в виде:

$$\frac{\varepsilon_{s,CE}}{\varepsilon_{s0,CE}} = \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \quad (2.8)$$

или

$$\varepsilon_{s,CE} = \varepsilon_{s0,CE} \left(1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right) \quad (2.9)$$

где $\varepsilon_{s0,CE}$ – деформация арматуры, вызванная расширением бетона при центральном положении ограничивающей связи ($e_s = 0$) в сечении;

d – расстояние от центра тяжести арматуры до наиболее удаленной от нее грани сечения.

Учитывая, что величина деформаций в случае осевого положения ограничения может быть определена согласно [110] по формуле

$$\varepsilon_{s0,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l \cdot E_s} \quad (2.10)$$

окончательно формула (1.13) принимает вид:

$$\varepsilon_{s,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l \cdot E_s} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \quad (2.11)$$

где ρ_l – процент ограничивающего армирования для сечения;

γ_1 – эмпирический коэффициент, для условий проведенных опытов

$$\gamma_1 = 1.257.$$

Напряжения в ограничивающей арматуре с учетом (2.11) могут быть определены:

$$\sigma_{s,CE} = \varepsilon_{s,CE} \cdot E_s = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right], \quad (2.12)$$

а возникающее в ней при расширении усилие, в свою очередь по формуле:

$$P_{0,CE} = \sigma_{s,CE} \cdot A_{sp} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] A_{CE} \quad (2.13)$$

При анализе структуры формулы (2.13) нетрудно заметить, что произведение $f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s$ описывает самонапряжение железобетонной балки при осевом положении арматуры и при умножении на площадь сечения дает не что иное, как равнодействующую усилия обжатия самонапряжения в напрягающем бетоне. Тогда формула (2.13) может быть записана:

$$P_{0,CE} = N_{CE,0} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \quad (2.14)$$

В формуле (2.14) второй член произведения $k_e = \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right]$ является коэффициентом, учитывающим влияние эксцентриситета положения ограничивающей арматуры на величину возникающего в ней усилия.

Обращает на себя внимание тот факт, что практически аналогичное выражение коэффициента для оценки влияния эксцентриситета ($k_e = 1 - e_s/d$) было получено в работах [13, 14], а позже внесено в нормативный документ [110].

На рис. 2.7 прямой (2) показано изменение относительных деформаций ограничивающей арматуры при использовании зависимостей, предложенных в [110].

Однако, на наш взгляд, при трактовании коэффициента k_e в [110] был недостаточно правильно представлен его физический смысл. Согласно рекомендаций [110] введением коэффициента k_e предложено снижать величину самонапряжения в бетоне ($\sigma_{CE} = f_{CE} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e$) при появлении эксцентриситета армирования, принимая, однако, его распределение равномерным по всему сечению. По нашему мнению, коэффициент k_e снижает величину равнодействующей обжатия сечения $P_{0,CE}$, приложенную на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры в сечении. В таком случае лишь при небольших значениях эксцентриситетов (как было показано $e_s/d < 0.18$) следует ожидать равномерного распределения самонапряжений по высоте сечения.

Усилие в арматуре, растянутой в результате расширения напрягающего бетона, может быть определено по формуле:

$$P_{0,CE} = N_{CE,0} \cdot k_e \quad (2.15)$$

где N_{CE} – равнодействующая усилия самонапряжения в бетоне, определенная при центральном расположении арматуры (случай $e_s = 0$) согласно [110];

k_e – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета e_s на величину равнодействующей усилия обжатия в бетоне.

Нетрудно заметить, что при $e_s = 0$, $k_e = 1$, $P_{0,CE} = N_{CE,0}$ (что соответствует случаю центрально ограниченного элемента) формула (2.14) приобретает вид, предложенный в работе [110].

2.3.3. Распределение связанных деформаций расширения по высоте сечения. При проектировании конструкций из напрягающего бетона на стадии расширения, важно знать не только величину и распределение самонапряжений, но и кривизну элемента. Как следует из приведенных ранее сведений о расчете самонапряженных конструкций, переход от самонапряжений к деформациям и обратно здесь не может быть осуществлен пользуясь законами упругого либо упругопластического де-

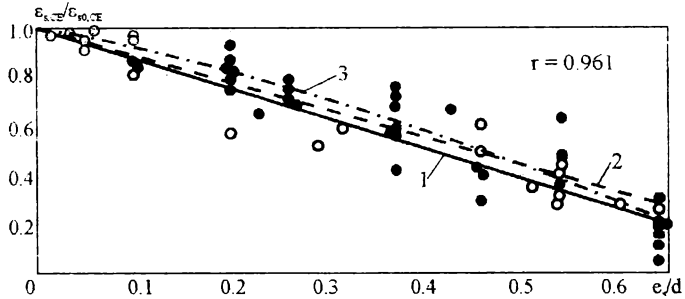


Рис. 2.7. Зависимость относительных деформаций арматуры от эксцентриситета ограничивающей связи (e/d)

- - опыты Л.И.Будагянца [13, 14];
- - опыты В.Д.Будюка [17];
- - собственные исследования.
- 1 - по зависимости (2.8), 2 - по Пособию [110],
- 3 - по полиному (2.5).

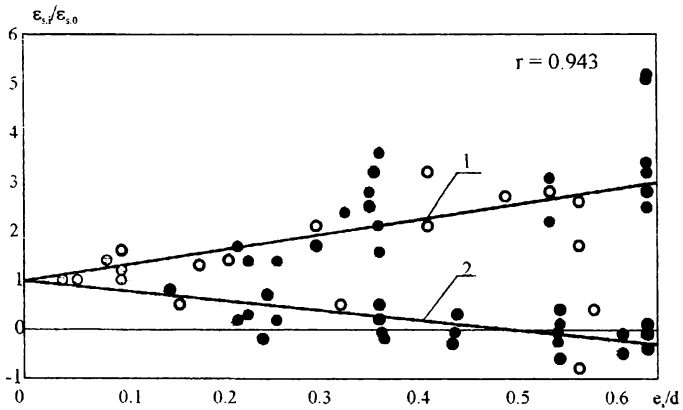


Рис. 2.8. Зависимость $\epsilon_{s1}/\epsilon_{s,0}$ от эксцентриситета ограничивающей связи (e/d)

- 1 - относительные деформации верхней грани;
- 2 - относительные деформации нижней грани.
- - опыты Л.И.Будагянца [13, 14];
- - опыты В.Д.Будюка [17];
- - собственные исследования.

формирования (следует помнить, что самоупрочнения сжатия, но деформации расширения). Поэтому для оценки влияния эксцентриситета на деформированное состояние конструкции использовали данные собственных исследований, а также результаты опытов, представленных в работах [13, 14, 17].

При обработке экспериментальных данных (см. табл. 2.5) методами математического анализа с использованием универсального статистического пакета получена зависимость (рис. 2.6), связывающая кривизну сечения (ψ_{CE}) и относительный эксцентриситет положения ограничивающей связи в виде:

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \varepsilon_{s0,CE} \cdot \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k \quad (2.16)$$

либо

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l \cdot E_s \cdot h} \delta_2 \left(\frac{e_s}{d} \right)^k \quad (2.17)$$

где $\delta_2 = 4.88$, $k = 1.032$ – эмпирические коэффициенты, полученные для условий эксперимента;

d – расстояние от верхней грани сечения до центра тяжести ограничивающей арматуры.

Учитывая, что для практических целей значение k может быть принято равным 1, получаем:

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l \cdot E_s \cdot d \cdot h} \delta_2 \cdot e_s \quad (2.18)$$

При известных значениях деформаций арматуры и кривизны сечения ψ_{CE} (как угла наклона эпюры деформаций) и с учетом того, что на стадии расширения выявлена правомерность применения гипотезы плоских сечений, деформации в любой точке по высоте сечения конструкции на стадии расширения с достаточной для практики точностью могут быть рассчитаны по формуле:

$$\varepsilon_{CE,i} = \varepsilon_{CE,s} \pm y_i \psi_{CE} \quad (2.19)$$

Для сравнительного анализа полученных зависимостей полезно вернуться к экспериментально-теоретическим исследованиям [17], опи-

сывающим влияние каждого из исследованных факторов на величину самонапряжения и характер его распределения по высоте сечения. При определении величины самонапряжения на уровне центра тяжести по полиному (2.5), влияние эксцентриситета предложено описывать однофакторной параболой. При описании математической модели по данным, полученным в эксперименте, наиболее близкой оказалась линейная зависимость вида $k_e = \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right]$. Сопоставление результатов расчета как по одной (2.5) так и с использованием (2.12) модели показало, что результаты решения получаются достаточно близкими и различаются в зависимости от выбранной формы аппроксимации результатов эксперимента.

Как видно из рис. 2.7, зависимость, описывающая самонапряжение полиномом (2.5) имеет два характерных участка. Участок АВ характеризует область малых эксцентриситетов ($e_s/d \leq 0.12$), где, как было показано выше, действует гипотеза о равномерном распределении самонапряжения по сечению ввиду того, что влияние эксцентриситета незначительно. Участок ВС соответствует области больших эксцентриситетов ($e_s/d > 0.12$), где влияние эксцентриситета возрастает. Следует отметить, что на этом участке ветвь параболы достаточно пологая и может быть с достаточной для практики точностью аппроксимирована прямой линией. Предложенная зависимость (1.12) учитывает непрерывное снижение самонапряжения при увеличении эксцентриситета. Однако, получаемые отклонения зависимости в области АВ ($e_s/d \leq 0.12$) не значительно снижают величину равнодействующей обжатия P_0 (по формуле 2.13) бетона и согласно выполненным расчетам (рис. 2.7) напряжения на уровне центра тяжести сечения практически не отличаются.

2.3.4. Опытная проверка расчетных зависимостей

Проверку полученных зависимостей (2.12)..(2.18) выполняли следующими методами: сопоставлением параметров деформированного

состояния, полученных опытным и расчетным путем, и по результатам трещиностойкости балок при испытании нагружением.

С целью проверки полученных зависимостей были изготовлены и испытаны две дополнительные серии опытных балок (серии IV, V), имевшие резко асимметричное армирование в сечении.

Опытное усилие равнодействующей самонапряжения (усилие в ограничивающей арматуре) $P_{0,CE}^{exp}$ рассчитывали исходя из зафиксированной величины момента образования трещины в нормальном сечении M_{cr}^{exp} , как для предварительно напряженной конструкции согласно методики, подробно изложенной в наших работах [112, 138].

Сравнительные значения равнодействующей усилий самонапряжения (усилий в ограничивающей арматуре), определенные опытным и расчетным путем с использованием формул (2.12) и (2.14), представлены в таблице 2.7.

Анализ представленных результатов показал, что отклонение средних значений теоретических моментов трещинообразования от опытных составляет в пределах 10 %, что является достаточно хорошим совпадением.

При оценке деформированного состояния конструкций значения кривизн образцов рассчитывали по формуле (2.18), затем находили значения выгибов опытных балок и сравнивали полученные значения со значением выгибов, зафиксированных в опытных балках. Полученные результаты представлены в табл. 2.6.

Как видно из таблицы 2.6, сходимость опытных и теоретических значений находится в удовлетворительных пределах $\left(\frac{f_{теор}}{f_{факт}} \right)_m =$

1.079 при $V_x = 6.5 \%$; $\left(\frac{M_{cr}^{теор}}{M_{cr}^{факт}} \right)_m = 0.951$ при $V_x = 8.1 \%$.

Таблица 2.6.

Опытные и теоретические значения деформаций опытных балок

Обозначение балки	Сeria	Эксцентриситет ограничения относительно центра тяжести бетонного сечения e_s , см	$\frac{c_s}{d}$	$f_{с.д.}$, Н/мм ²	Кривизна теоретическая $\psi_{теор.}$, 1/см×10 ⁻⁵	Теоретический радиуса кривизны $r_{теор.}$, см	Выгиб		$\frac{f_{теф}}{f_{факт}}$
							теоретический $f_{теор.}$, мм×10 ⁻²	фактический $f_{факт.}$, мм×10 ⁻²	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1БМП-0	I	0	0	1.4	—	—	—	—	—
1БМП-2		2	0.222	1.4	5.1	19606 (0)	83 (0)	57	1.47
1БМП-4		4	0.364	1.4	8.53	11724 (0)	139 (0)	127	1.1
1БМП-0		0	0	2.0	—	—	—	—	—
1БМП-3		3.5	0.333	2.0	11.11	9002.5 (0)	180 (0)	150	1.2
1БМП-5		5.5	0.44	2.0	14.84	6738 (0)	241 (0)	258	0.93
2БМП-0	II	0	0	1.425	—	—	—	9	1
2БМП-4		4	0.227	1.425	2.22	44999 (0)	46 (0)	27	1.72
2БМП-8		8	0.37	1.425	3.7	26993 (0)	78 (0)	66	1.19
2БМП-12		12	0.46	1.425	4.65	21523 (0)	98 (0)	104	0.94
3БМТ1-0	III	0	0	1.0	—	—	—	7	1
3БМТ1-8		8	0.54	1.27	8.68	11517 (0)	73	55	1.35
3БМТ1-12		12	0.64	1.0	8.16	12255 (0)	69	48	1.44
3БМТ1-12-1		12	0.64	1.27	10.36	9650 (0)	87	85	1.02

Таблица 2.6 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ЗБМТ1-с		–	–	1.0	–	–	–	–	–
ЗБМТ2-0	III	0	0	2.13	–	–	–	39	1
ЗБМТ2-4		4	0.37	1.8	8.31	12038 (0)	70	72	0.97
ЗБМТ2-8		8	0.54	1.8	12.31	8125 (0)	103	97	1.06
ЗБМТ2-12		12	0.64	2.13	17.38	5754 (0)	146	163	0.89
ЗБМТ2-12-1		12	0.64	1.8	14.69	6809 (0)	123	112	1.1
ЗБМТ2-с		–	–	2.13	–	–	–	–	–
ЗБМТ3-0	III	0	0	1.43	–	–	–	10	1
ЗБМТ3-4		4	0.37	1.6	7.38	13543 (0)	62	74	0.84
ЗБМТ3-8		8	0.54	1.6	10.94	9140 (0)	92	122	0.75
ЗБМТ3-12		12	0.64	1.43	11.67	8570 (0)	98	175	0.56
ЗБМТ3-12-1		12	0.64	1.6	13.06	1660 (0)	110	123	0.89
ЗБМТ3-с		–	–	1.43	–	–	–	–	–
4БМТ-10	IV	9.98	0.59	2.12	12.79	7816 (6274)	107	89	1.2
5БМТ2-10	V	10	0.49	0.54	1.0	24959 (28376)	113	100	1.13

Примечание: В скобках приведены значения теоретических радиусов кривизны, установленных при равномерном распределении самоупругивания по расчетным формулам [110].

Таблица 2.7.

Опытные и теоретические моменты трещинообразования опытных балок

Обозначение балки	Серия	Эксцентриситет ограничения относительно центра тяжести бетонного сечения e_s , см	$\frac{e_s}{d}$	$f_{сЕ}$, Н/мм ²	Усилие в ограничивающей арматуре $P_{02,сЕ}$, кН	$\sigma_{сЕ}$, МПа	Момент трещинообразования		$\frac{M_{сгс\ теор}}{M_{сгс\ факт}}$
							теоретический $M_{сгс\ теор}$	фактический $M_{сгс\ факт}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1БМП-0	I	0	0	1.4	14.60 (14.60)	1.4 (1.4)	141.8 (142.1)	190	0.75 (0.76)
1БМП-2		2	0.222	1.4	10.54 (11.35)	1.623 (1.09)	154.83 (118.27)	142.5	1.09 (0.83)
1БМП-4		4	0.364	1.4	7.92 (9.258)	1.696 (0.89)	172.04 (163.5)	285	0.6 (0.58)
1БМП-0		0	0	2.0	20.85 (20.85)	2.0 (2.0)	157.45 (120.9)	195	0.81 (0.62)
1БМП-3		3.5	0.333	2.0	12.13 (13.90)	2.471 (1.334)	185.5 (115.9)	190	0.98 (0.61)
1БМП-5		5.5	0.44	2.0	6.70 (11.68)	1.63 (1.12)	191.72 (158.1)	247	0.78 (0.64)

Таблица 2.7 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2БМП-0	II	0	0	1.425	32.65 (32.65)	1.35 (1.35)	955.5 (943.2)	625	1.53 (1.51)
2БМП-4		4	0.227	1.425	21.84 (25.23)	1.79 (1.04)	956 (822.5)	875	1.09 (0.84)
2БМП-8		8	0.37	1.425	18.35 (20.56)	1.898 (0.805)	1157 (543.3)	687.5	1.7 (0.79)
2БМП-12		12	0.46	1.425	14.99 (17.631)	1.843 (0.729)	1269 (435)	750	1.69 (0.58)
3БМТ1-0	III	0	0	1.0	15.30 (15.30)	0.943 (0.943)	198 (192.7)	206	0.96 (0.94)
3БМТ1-8		8	0.54	1.27	6.24 (7.04)	1.387 (0.43)	245 (174.81)	286	0.85 (0.71)
3БМТ1-12		12	0.64	1.0	2.99 (1.07)	0.823 (0.06)	247 (161.2)	286	0.86 (0.56)
3БМТ1-12-1		12	0.64	1.27	3.80 (4.21)	1.046 (0.259)	258 (168.52)	318	0.81 (0.53)
3БМТ1-с		-	-	1.0	-	-	159	159	1
3БМТ2-0	III	0	0	2.13	32.59 (32.59)	2.0 (2.0)	322 (320)	302	1.06 (1.05)
3БМТ2-4		4	0.37	1.8	14.73 (18.39)	2.19 (1.134)	343 (285.7)	323	1.06 (0.88)

Таблица 2.7 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ЗБМТ2-8	III	8	0.54	1.8	8.85 (13.43)	1.97 (0.828)	363 (272.8)	460	0.79 (0.59)
ЗБМТ2-12		12	0.64	2.13	6.37 (11.73)	1.753 (0.72)	398 (268.24)	525	0.76 (0.51)
ЗБМТ2-12-1		12	0.64	1.8	5.38 (10.51)	1.48 (0.648)	383 (265.216)	525	0.73 (0.50)
ЗБМТ2-с		–	–	2.13	–	–	238	238	1
ЗБМТ3-0	III	0	0	1.43	21.88 (21.88)	1.35 (1.35)	266 (266)	280	0.95 (0.95)
ЗБМТ3-4		4	0.37	1.6	13.09 (16.22)	1.95 (1.00)	303 (251.2)	414	0.73 (0.61)
ЗБМТ3-8		8	0.54	1.6	7.86 (11.92)	1.75 (0.736)	320 (240.1)	464	0.69 (0.52)
ЗБМТ3-12		12	0.64	1.43	4.28 (8.34)	1.18 (0.515)	330 (230.75)	542	0.61 (0.43)
ЗБМТ3-12-1		12	0.64	1.6	4.79 (4.33)	1.32 (0.576)	337 (233.3)	490	0.69 (0.473)
ЗБМТ3-с		–	–	1.43	–	–	209	209	1
4БМТ-10	IV	9.98	0.59	2.12	8.06 (9.73)	2.778 (0.869)	602.9 (432.2)	608.7	1.07 (0.71)

Примечания: 1. В скобках приведены величины, рассчитанные при равномерном распределении самонапряжения по сечению согласно [110]. 2. $\sigma_{сж}$ – самонапряжения на наиболее растянутой при нагружении грани сечения к моменту стабилизации расширения.

ГЛАВА 3

САМОНАПРЯЖЕНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Предпосылки применения напрягающего бетона в сборно-монолитных конструкциях

3.1.1. Усадка и ползучесть в сборно-монолитных конструкциях

Опыт применения сборно-монолитных конструкций в строительстве показывает, что в течение эксплуатационного периода они в большей степени, чем сборные, подвержены влиянию дополнительных эффектов от длительных процессов (усадки и ползучести), что выражается в снижении трещиностойкости нормальных сечений и возрастании прогибов. В работах [22, 27, 28, 51, 51, 89, 101–106, 124, 126, 165–167, 171, 196, 197–199, 215, 216] отмечено, что длительные процессы, оказывая менее ощутимое влияние на прочность составной конструкции, могут существенно снизить ее эксплуатационные характеристики и, как следствие, долговечность. Игнорирование дополнительных длительных усилий в расчетах (в первую очередь при определении потерь преднапряжения и расчетах по второй группе предельных состояний) при значительных пролетах и соответствующих условиях опирания конструкции, может привести к предаварийному состоянию сооружения, как это описано в [196].

В связи с этим, изучению влияния длительных процессов на поведение сборно-монолитной конструкции под нагрузкой были посвящены обширные экспериментально-теоретические исследования [26–28, 101–106, 224, 273, 281], общие результаты которых можно сделать следующие выводы:

1. Наличие монолитного бетона, объединенного со сборным элементом, может существенно изменить напряженно-деформированное состояние сборно-монолитных конструкций по времени. При этом в монолитном

бетоне и нижней зоне сборного элемента могут появиться значительные растягивающие напряжения, приводящие к потерям предварительного напряжения и снижению трещиностойкости нормальных сечений конструкции.

2. Эксперименты [27, 101–104] подтвердили сделанный в работах [27, 28] вывод о том, что расчет сборно-монолитных конструкций должен учитывать их основные особенности – действие усилия преднапряжения лишь в сборном элементе, действительное напряженное состояние конструкции и т.д.
3. Определение потерь предварительного напряжения, моментов трещинообразования и прогибов в сборно-монолитном железобетоне следует производить с учетом дополнительных усилий, проявляющихся в составном сечении от длительных процессов.

В результате действия несовместной усадки в сечениях конструкции возникает дополнительное напряженно-деформированное состояние (см. рис. 3.1): при надежном контакте свободная усадка бетона монолитной части задерживается ранее изготовленным сборным элементом и арматурой, расположенной в монолитной части; свободной усадке бетона сборного элемента препятствует монолитная часть и арматура, расположенная в сборной части. При этом все усилия и напряжения, развивающиеся от усадки, относятся к категории внутренних и взаимноуравновешены.

Следует отметить, что определение дополнительных напряжений в бетонах разных возрастов с учетом главных факторов, влияющих на протекание усадки и ползучести, а также непостоянства модулей упругости бетонов во времени, даже в пределах линейной теории ползучести представляет серьезные трудности.

Однако, несмотря на это, в работах отечественных и зарубежных исследователей сделаны довольно успешные попытки решения этой проблемы [22, 27, 51, 101–103, 223, 224, 226, 229, 265, 281, 287].

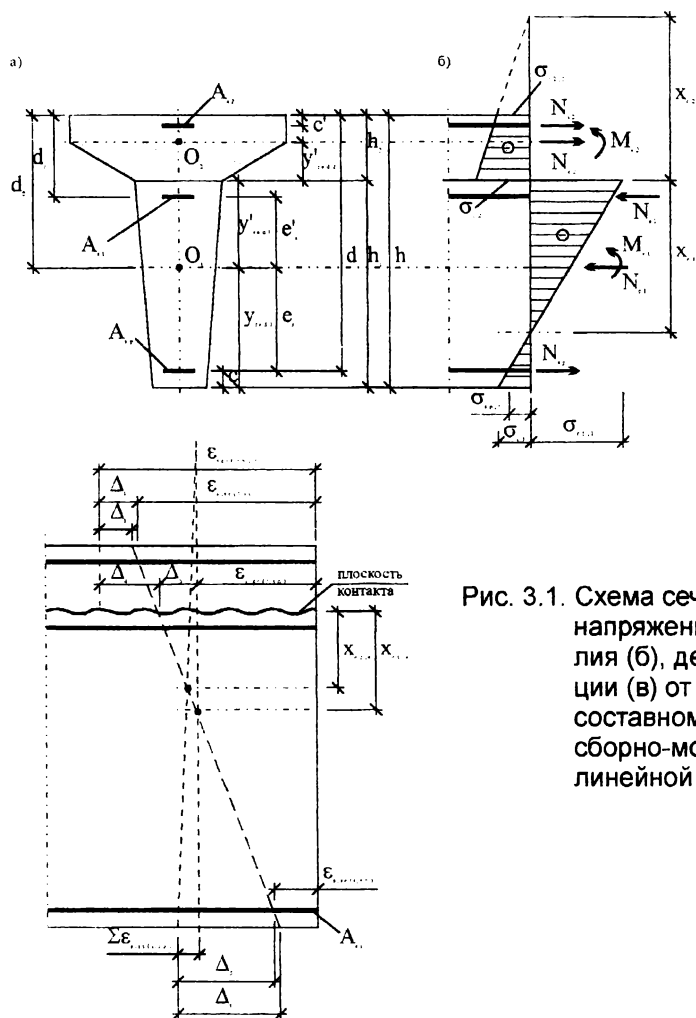


Рис. 3.1. Схема сечения (а), напряжения и усилия (б), деформации (в) от усадки в составном сечении сборно-монолитной линейной конструкции

Экспериментально-теоретические исследования сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов [26, 27] позволили получить разрешающие уравнения для расчета напряжений и деформаций, проявляющихся при усадке и ползучести в составных сечениях.

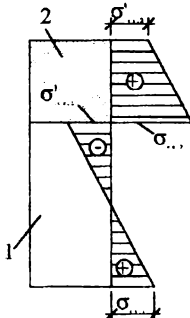
Следует отметить, что решения, полученные в [27], несколько трудоемки для практических расчетов, не в полной мере отражают работу составной конструкции, особенно с учетом нелинейности материалов как составляющих сечения, так и стыкового соединения, однако позволили выполнить качественный анализ влияния длительных процессов на работу конструкции в эксплуатационной стадии. В качестве конкретного приложения рассмотрим исследование влияния деформативных свойств бетонов на напряженное состояние сборно-монолитной конструкции. В табл. 3.1 приведены данные согласно [27] о влиянии усадки на характер распределения напряжений в сечении конструкции.

Как видно из таблицы 3.1 при $\varepsilon_{CS,2}(t) > \varepsilon_{CS,1}(t)$ в нижней зоне монолитного слоя всегда возникают растягивающие напряжения. Усадка бетона сборной части некоторым образом нейтрализует усадку монолитного бетона, поэтому с увеличением несоответствия в деформациях усадки напряжения в сечении увеличиваются. Кроме того, возрастание модулей упругости также приводит к возрастанию усадочных напряжений. Ползучесть также приводит к возрастанию усадочных напряжений. Ползучесть бетона вызывает уменьшение напряжений, обусловленных усадкой данного бетона. Влияние ползучести проявляется тем сильнее, чем большей ползучестью обладает бетон и чем ниже модуль его упругости. В таблице 3.2 представлены обобщающие данные о влиянии ползучести и роста во времени модуля упругости бетонов на величину дополнительных напряжений в составном сечении.

Несложно заметить, что ползучесть бетона сборной части некоторым образом нейтрализует влияние ползучести монолитного бетона, поэтому с увеличением несоответствия в деформациях ползучести бетонов абсолютные значения дополнительных напряжений увеличиваются.

Таблица 3.1.

Распределение напряжений в сечении сборно-монолитной конструкции от усадки бетонов согласно [27]

	Усадка бетона	Напряжения	Условие
	монолитной части, сборной части сечения	$\sigma'_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,2} > 0$ $\sigma_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,1} > 0$ $\sigma_{cs,1} < 0$ $\sigma_{cs,1} > 0$	при $K_1 < 0$ при $K_1 > 0$ всегда всегда при $K_2 < 0$ при $K_2 > 0$
	монолитной части сечения	$\sigma'_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,2} > 0$ $\sigma_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,1} > 0$ $\sigma_{cs,1} < 0$ $\sigma_{cs,1} > 0$	при $K_{1,2} < 0$ при $K_{1,2} > 0$ всегда всегда при $K_{2,2} < 0$ при $K_{2,2} > 0$
	сборной части сечения	$\sigma'_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,2} > 0$ $\sigma_{cs,2} < 0$ $\sigma'_{cs,1} > 0$ $\sigma_{cs,1} < 0$ $\sigma_{cs,1} > 0$	при $K_{1,1} < 0$ при $K_{1,1} > 0$ всегда всегда при $K_{2,1} < 0$ при $K_{2,1} > 0$

Примечания: Знак "плюс" соответствует сжатию, "минус" – растяжению.

$$K_1 = (A_{red2} \cdot y'_{red2} \cdot e_2 - J_{red2}) \cdot \gamma_{1b} - \alpha \cdot J_{red1} \cdot \gamma_{1p}$$

$$K_{1,2} = A_{red2} \cdot y'_{red2} \cdot e_2 - \alpha \cdot J_{red1} \cdot \gamma_{1p}$$

$$K_{1,1} = (A_{red2} \cdot y'_{red2} \cdot e_2 - J_{red1}) \cdot \gamma_{1b} - \alpha \cdot J_{red1}$$

$$K_2 = (A_{red1} \cdot y_{red1} \cdot e_2 - J_{red1}) \cdot \alpha \cdot \gamma_{1p} - J_{red2} \cdot \gamma_{1b}$$

$$K_{2,2} = (A_{red1} \cdot y_{red1} \cdot e_2 - J_{red1}) \cdot \alpha \cdot \gamma_{1p} - J_{red2}$$

$$K_{2,1} = (A_{red1} \cdot y_{red1} \cdot e_2 - J_{red1}) \cdot \alpha - J_{red2} \cdot \gamma_{1b}$$

$$\gamma_{1b} = 1 + \frac{\Phi_1(t, \tau_0)}{2} + \Phi_1(\alpha, \tau_0);$$

$$\gamma_{1p} = 1 + \frac{\Phi_2(t, \tau_0)}{2} + \Phi_2(\alpha, \tau_0).$$

Таблица 3.2.

Влияние ползучести и модуля упругости на значения напряжений в составном сечении согласно [27]

		Напряжения в сечении			Условие
1	2	3	4	5	6
Влияние ползучести и модуля упругости	монолитного бетона на сборной части	$\sigma'_{c2} < 0$			всегда
		при положении центра тяжести приведенного сечения	в сборном элементе	$\sigma_{c1} < 0$	при $\frac{\gamma_{1p}}{\gamma_{1b}} < K_6$
				$\sigma_{c1} > 0$	при $\frac{\gamma_{1p}}{\gamma_{1b}} > K_6$
			в монолитном бетоне или в контакте	$\sigma_{c2} > 0$	всегда
		в сборном элементе или в контакте	$\sigma'_{c1} > 0$		
		в монолитном бетоне	$\sigma_{c2} < 0$	при $\frac{\gamma_{1p}}{\gamma_{1b}} < K_7$	
			$\sigma_{c2} < 0$	при $\frac{\gamma_{1p}}{\gamma_{1b}} > K_7$	
	монолитного бетона	$\sigma_{c1} < 0$			всегда
		$\sigma'_{c2} < 0$			
		при положении центра тяжести приведенного сечения	в сборном элементе	$\sigma_{c1} < 0$	при $\gamma_{1p} < K_6$
				$\sigma_{c1} > 0$	при $\gamma_{1p} > K_6$
			в монолитном бетоне или в контакте	$\sigma_{c2} > 0$	всегда
			в сборном элементе или в контакте	$\sigma'_{c1} > 0$	
		в монолитном бетоне	$\sigma_{c2} < 0$	при $\gamma_{1p} < K_7$	
$\sigma_{c2} < 0$	при $\gamma_{1p} > K_7$				
$\sigma_{c1} < 0$			всегда		

Таблица 3.2 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	
Влияние ползучести и модуля упругости	сборной части	при положении центра тяжести приведенного сечения	$\sigma'_{C1} > 0$			
			в сборном элементе	$\sigma_{C1} < 0$	при $\gamma_{1b} < \frac{1}{K_6}$	
				$\sigma_{C1} > 0$	при $\gamma_{1b} > \frac{1}{K_6}$	
			в монолитном бетоне или в контакте	$\sigma_{C2} > 0$	всегда	
			в сборном элементе или в контакте	$\sigma'_{C1} > 0$		
			в монолитном бетоне	$\sigma_{C2} < 0$	при $\gamma_{1b} < \frac{1}{K_7}$	
				$\sigma_{C2} < 0$	при $\gamma_{1b} > \frac{1}{K_7}$	
			$\sigma_{C1} > 0$			всегда
<i>Примечание:</i>						
$K_6 = \frac{A_{red2} \cdot y_{red2} \cdot J_{red2} - A_{red1} (A_{red2} \cdot e_2 \cdot y_{red2} + J_{red}) \cdot (i' \cdot y_{red1} - i_2 \cdot y'_{red})}{\alpha \cdot A_{red1} \cdot J_{red1} \cdot i' \cdot h_1}$						
$K_7 = \frac{A_{red2} \cdot J_{red2} \cdot i'}{\alpha [J_{red1} \cdot A_{red2} \cdot i_2 + A_{red1} \cdot y'_{red1} (A_{red2} \cdot e_2 \cdot i_2 + J_{red2})]}$						

Из практики известно, что к моменту времени, когда производят укладку монолитного бетона, бетон сборной балки уже достаточно "стар" (возраст его обычно достигает 2–3 месяцев, а в большинстве реальных задач и более), поэтому основная часть длительных процессов протекает в монолитном бетоне при значительной разности в деформациях усадки и ползучести исходных бетонов.

Основываясь на решениях, полученных в работе [27], выполнен анализ изменения дополнительных напряжений от усадки и ползучести при варьировании геометрическими размерами (компоновкой) прямоугольного составного сечения. Данные анализа представлены в таблице 3.3.

По данным таблицы 3.3 видно, что начальные напряжения в зоне расположения нижней арматуры в сборно-монолитной конструкции выше, чем в обычных. Обычные конструкции находятся в более благоприятных условиях, т.к. под влиянием ползучести и связанных с нею дополнительных напряжений растягивающие напряжения в бетоне уменьшаются.

Следовательно, при одинаковых по форме и размерам поперечных сечениях растягивающие напряжения в зоне расположения нижней рабочей арматуры в сборно-монолитных конструкциях всегда выше, чем в обычных, что подтверждается также и экспериментальными данными, представленными в работах [26–28, 101–104].

Как видно из представленного анализа усадка в сборно-монолитных конструкциях снижает не только эксплуатационные свойства монолитной набетонки, но и сборных элементов, входящих в сечение конструкции.

Следует отметить, что в ряде последних работ [210, 223, 224, 225, 237, 271, 273, 274] методы расчета дополнительного напряженно-деформированного состояния от длительных процессов достаточно удобно реализованы с использованием т.н. деформационной модели для сечений с учетом физической нелинейности материалов составного сечения.

Получение дополнительных усилий, компенсирующих действие усилий от длительных процессов, путем приложения внешнего обжимающего усилия к монолитной части составного сечения достаточно энерго- и трудоемко, позволяет в некоторой степени повысить трещиностойкость монолитной части. Однако в ряде случаев такой способ повышения трещиностойкости может привести к дополнительным потерям предварительного напряжения в сборном элементе. Достаточно эффективным способом дополнительного преднапряжения монолитной части составного сечения

Таблица 3.3.

Распределение и величина дополнительных напряжений от усадки и ползучести в составном сечении согласно данным работы [27]

Напря- жение, Н/мм ²	A _{сп} , см ²	Конструкция и тип сечения				
		моно- литное	сборно-монолитное			сборное
			I	II	III	
В верх- них во- локнах (1-1)	0	15.63/1.0	13.45/0.87	13.25/0.85	10.35/0.602	15.63/1.0
	40	13.63/0.856	12.3/0.812	12.3/0.77	9.57/0.523	14.52/0.917
В ниж- них во- локнах (2-2)	0	-15.63/1.0	-21.1/1.232	-18.95/1.218	-17.8/1.1	-15.63/1.0
	40	-11.7/0.665	-17.15/0.961	-16.05/0.995	-15.12/0.905	-13.4/0.828
В армату- ре	40	-117.0/2.006	-85.7/2.215	-80.2/2.272	-75.7/2.12	-67.0/2.0

Примечание: 1. В числителе указаны начальные напряжения в Н/мм², в знаменателе – текущие в долях от начальных. Знак "минус" означает растяжение.
2. При расчетах принято: M_{Sd} = 1500 кН·м; Q = 600 кН; L = 20 м; E_{cm2}(t) = 20·10³ Н/мм²; E_{cm1}(t) = 40·10³ Н/мм²; Φ₂(t, ∞) = 2.5; Φ₂(t, ∞) = 1.28; E_s = 20·10⁴ Н/мм².

принято считать способ, описанный в патенте [196]. Для иллюстрации приведем пример практической реализации данного способа на строительном объекте и произведем оценку его эффективности с учетом проявления потерь от усадки и ползучести в монолитном бетоне пользуясь исходными данными из работы [196]. Возведение сталебетонного моста, в котором создавали преднапряжение монолитной плиты выполняли в следующей последовательности (рис. 3.2):

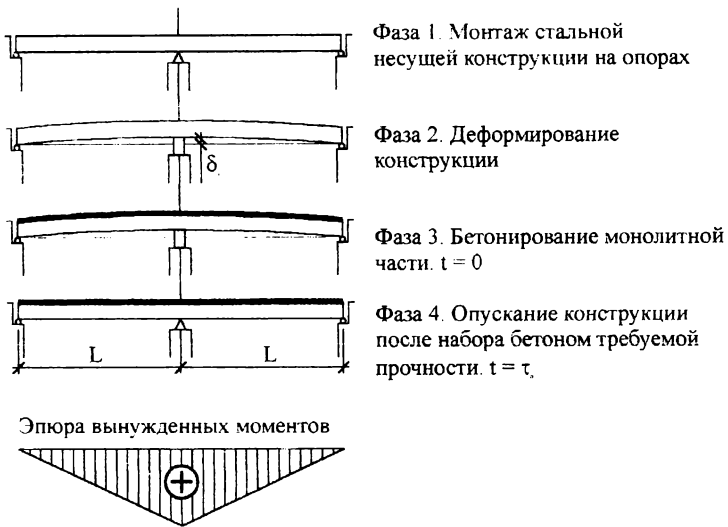


Рис. 3.2. Иллюстрация к способу предварительного напряжения монолитной плиты мостового строения [196].

1. монтировали стальные конструкции основного пролетного строения (фаза 1, рис. 3.2);
2. при помощи домкратов выполняли деформирование смонтированной конструкции таким образом, чтобы пролетная конструкция получила выгиб, а в ее верхнем поясе появились растягивающие напряжения (фаза 2, рис. 3.2);
3. выполняли бетонирование монолитной бетонной плиты по поверхности деформированных стальных пролетных строений (фаза 3, рис. 3.2), обеспечивая надежное сцепление между элементами составного сечения;
4. после набора монолитным бетоном заданной прочности снимали дополнительные вертикальные усилия. В процессе обратного деформирования при возвращении стальной конструкции в исходное положение в монолитном бетоне создавали дополнительные сжимающие напряжения (фаза 4, рис. 3.2).

Проанализируем влияние реологических явлений на эффект преднапряжения двухпролетного (72.4 + 72.4 м) и трехпролетного (72.24 + 90.00 + 72.24 м) фрагментов, принимая следующие исходные данные:

Таблица 3.4.

Характеристики бетона и сечения составной конструкции, использованные при анализе по данным работы [196]

Толщина плиты, мм	210
Площадь поперечного сечения плиты, мм ²	550000
Открытый периметр сечения, мм	4700
Консистенция свежего бетона (по Абрамсу), мм	40
Класс бетона	B30
Содержание мелкого заполнителя, %	39.3
Содержание воздуха в бетоне, %	1.5
Период влажного хранения, дни	28
Содержание цемента, кг/м ³	350
Объемный вес бетона, кг/м ³	2377
Отношение массы заполнителя к массе цемента	5.263
Отношение массы крупного заполнителя к массе песка	1.54
Отношение массы песка к массе цемента	2.069
Водоцементное отношение	0.529

- а) геометрические характеристики конструкции постоянны на всей ее длине;
- б) начальный выгиб двухпролетной и трехпролетной балок относительно промежуточных опор принят равным фактическому (по данным работы [196]) и составляет соответственно 396 и 1208 мм;
- в) реологическая модель бетона по принята СЕВ-78;
- г) влажность окружающей среды RH = 70 %;
- д) бетон класса B30 консистенции K1 и K2, изоляцию плиты выполняли через 28 дней после бетонирования, а также рассмотрен вариант (реальный), когда изоляцию выполняли через один год после бетонирования.

При анализе использовали данные для реальной бетонной смеси и характеристики сечения согласно [196] (см. табл. 3.4), а расчет дополни-

тельных напряжений и деформаций от усадки и ползучести производили согласно методики, изложенной в [184, 196], основанной на деформационной модели для составного сечения.

На рис. 3.3 показано изменение во времени дополнительного вынужденного момента, образующегося на опорах конструкции при преднапряжении. Как видно, с течением времени как для двухпролетного, так и для трехпролетного фрагментов дополнительные моменты уменьшается на 40÷50 %.

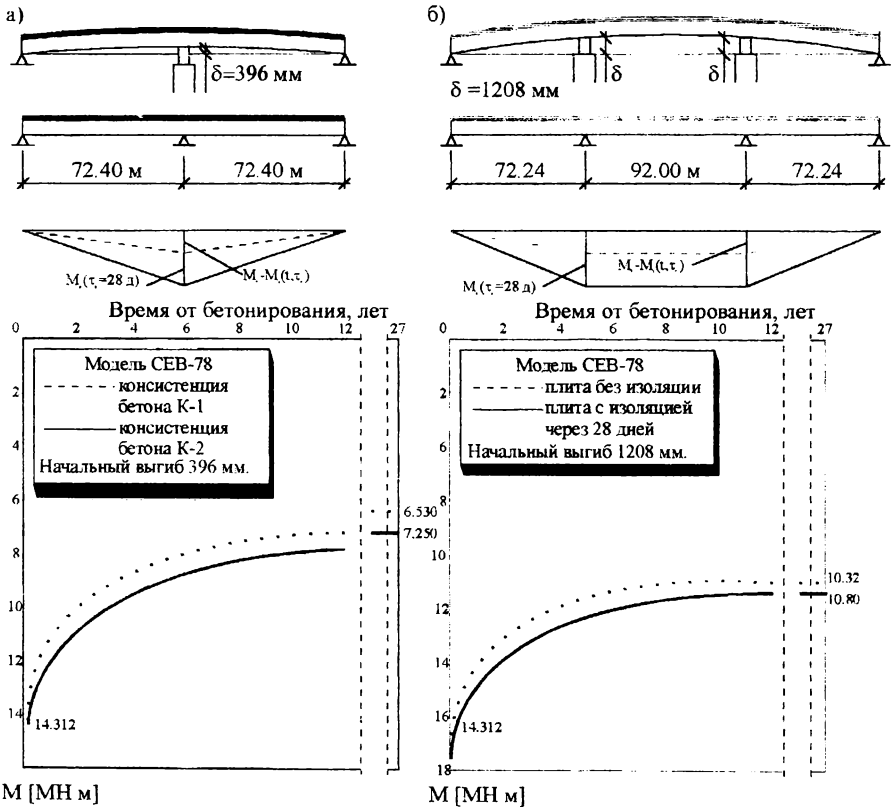


Рис. 3.3. Иллюстрация изменения во времени дополнительных вынужденных моментов от преднапряжения:
 а) двухпролетная балка; б) трехпролетная балка.

Применение технологических мероприятий (изменение консистенции бетонной смеси, изолирование конструкции) только в незначительной степени уменьшают негативное влияние реологических процессов.

Эпюры напряжений в характерных сечениях составной конструкции и их изменение во времени показаны на рис. 3.4.

Из анализа полученных результатов видно, что эффективность преднапряжения бетона монолитной плиты при помощи основной несущей конструкции составляет для двухпролетных конструкций 42 %, а для трехпролетной всего 27 %.

На основании приведенных данных можно сделать вывод о том, что принятый способ предварительного напряжения при строительстве реального моста следует считать малоэффективным, сложным и трудоемким (особенно при числе пролетов конструкции более двух).

Представленные в настоящем разделе данные исследований и опыт реализации объектов имели целью показать, что в сборно-монолитных конструкциях усадка и ползучесть существенным образом влияют на эксплуатационные характеристики сооружения. Использование различных конструктивно-технологических мероприятий, направленных на уменьшение последствий реологических процессов оказывается малоэффективным, даже в случае, если выполнять предварительное напряжение монолитной плиты механическим способом.

Отсюда можно заключить, что практически единственным способом, позволяющим в значительной степени уменьшить неблагоприятные последствия длительных эффектов является использование специальных бетонов, которые не претерпевали бы усадки в процессе эксплуатации. Как следует из работ [60, 78, 128], полностью избежать проявления усадки при твердении минерального вяжущего не представляется возможным, т.к. всегда остается часть химической усадки. При этом эта часть в ряде случаев может составлять значительную долю полной усадки. Для этого достаточно привести данные, представленные в работах [101–103].

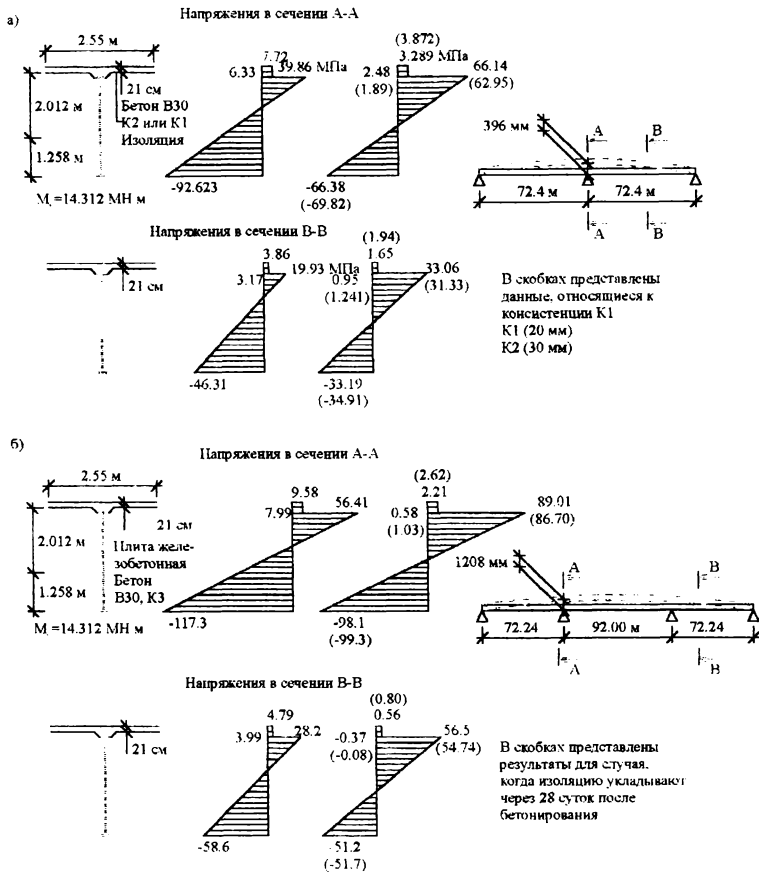


Рис. 3.4. Напряжения в характерных сечениях сборно-монолитной конструкции, описанной в [196], в момент обжатия (опускания конструкции) и после 27 лет эксплуатации: а) двухпролетный фрагмент; б) трехпролетный фрагмент.

Исходя из этого, наибольшего эффекта можно достигнуть только в том случае, если монолитный бетон в процессе твердения будет не только не уменьшать своего объема, но и испытывать некоторое наперед за-

данное положительное расширение. При этом величина расширения должна быть назначена в зависимости от поставленной цели: полностью компенсировать усадочные напряжения, либо обеспечить получение дополнительного напряженного состояния конструкции даже после завершения основной части длительных процессов.

Этим критериям в наибольшей степени отвечают напрягающие бетоны, где возможным является регулирование характеристик расширения в процессе их твердения в связанных условиях в зависимости от исходных данных поставленной задачи. В качестве примеров здесь могут быть рассмотрены конструктивные решения мостов с плитой проезжей части из напрягающего бетона.

3.1.2. Напряженно-деформированное состояние сборно-моноконструкции при расширении монолитного напрягающего бетона

На основании данных, представленных в разделе 3.1, логично предположить, что при использовании напрягающего бетона для изготовления монолитной части конструкции, в составном сечении на стадии расширения будет возникать напряженно-деформированное состояние диаметрально противоположное тому, что имеет место при связанной усадке в традиционных конструкциях.

В процессе твердения монолитный бетон будет стремиться расширяться (увеличить начальный объем), а сборная часть (при условии обеспечения надежного сцепления в плоскости контакта) будет препятствовать этому. Разница в деформациях по контакту достигает своего максимума, очевидно при условии, что расширению подвергается только монолитный слой, выполненный из напрягающего бетона.

При совместном деформировании монолитной набетонки и сборного элемента на стадии расширения в сечениях составной конструкции развивается напряженно-деформированное состояние, показанное на рис. 3.5.

Из рис. 3.5 видно, что на этапе расширения напряженно-деформированное состояние составного сечения характеризуется действием сжимающих напряжений как в монолитном бетоне, так и в наиболее растянутой при эксплуатации зоне сборного элемента. При этом линейный элемент теряет прямоугольность, т.е. получает начальный выгиб. При соответствующей компоновке составного сечения и подборе характеристик напрягающего бетона в совокупности с конструкцией стыкового соединения появляется возможность не только компенсировать неблагоприятное влияние реологических процессов, присущее традиционным сборно-монолитным конструкциям, но и дополнительно повысить трещиностойкость и жесткость составного сечения. Наличие дополнительных сжимающих напряжений (самонапряжений) в монолитном бетоне позволяет существенно повысить трещиностойкость набетонки, а как следствие обеспечивает возможность выполнения большепролетной бетонной плиты, не поврежденной усадочными трещинами. Кроме того, становится возможным получение предварительного напряжения надопорных участков неразрезных конструкций в процессе твердения и расширения самоупрежненной набетонки без дополнительных, зачастую малоэффективных, мероприятий по механическому или электротермическому натяжению арматуры, как это предлагается в [25, 225]. Развитие самоупрежнения в неразрезных статически неопределимых конструкциях приводит к появлению дополнительных вынужденных моментов на опорах.

При применении напрягающего бетона в качестве монолитной части плоскостных конструкций, в частности перекрытий и покрытий, на стадии расширения могут быть достигнуты дополнительные эффекты, выражающиеся в изменении исходной геометрии конструкции, когда перекры-

тие из плоского превращается в пологую пространственную конструкцию [134, 146, 147, 158].

Вместе с тем следует постоянно помнить о том, что при использовании в конструкции напрягающего бетона на основе активных цементов ($C_{CE} \geq 3.0$), может быть достигнут как положительный, так и отрицательный результат. Поэтому проектирование таких конструкций не может производиться исходя из простой замены портландцементного бетона на напрягающий, как это делают в случае обеспечения непроницаемости конструкции.

Таким образом основная идея использования напрягающего бетона для различных типов сборно-монолитных конструкций заключена в создании на стадии твердения и расширения монолитного напрягающего бетона исходного напряженно-деформированного состояния составных сечений, обеспечивающего не только компенсацию неблагоприятных последствий реологических явлений, присущих традиционным бетонам, но и, главным образом, дополнительное повышение эксплуатационных характеристик конструкции (трещиностойкости, жесткости, а в некоторых случаях и прочности) при адекватном увеличении долговечности.

Исходя из этого, оценка исходного напряженно-деформированного состояния составного сечения от расширения монолитного напрягающего бетона является одной из важнейших задач при проектировании конструкций такого типа.

Далее будет показано, что к определению параметров исходного напряженно-деформированного состояния нельзя подойти подобно тому, как это было сделано при расчете конструкции на влияние длительных процессов [26–28, 101–103] или температурных воздействий.

В работах [132, 135, 139, 141], что самоупругивание монолитной части сборно-монолитной конструкции протекает в несколько специфических условиях, когда функцию ограничения деформаций расширения выполняет не

только арматура, а, главным образом, сборный элемент, связанный по контакту с монолитным бетоном.

В общем случае как величина достигаемого самонапряжения монолитного слоя, так и напряженно-деформированное состояние составного сечения конструкции в целом очевидно будет зависеть от ряда факторов: жесткости сборного элемента как ограничивающей связи (геометрии сечения, наличия начальных трещин, деформационных характеристик бетона сборного элемента), количества и положения ограничивающей арматуры в сечении монолитного бетона, сцепления по контакту между сборным и монолитным бетоном, начальной прочности монолитного бетона к моменту увлажнения (что важно для определения характеристик ограничения), энергоактивности примененного вяжущего, условий ограничения деформаций расширения.

3.1.3. Гипотеза «условного» армирования при оценке самонапряжения

Как видно из приведенных в главе 2 результатов исследований, процесс самонапряжения напрягающего бетона конструкции наиболее детально изучен для случая, когда внешним ограничением деформаций расширения является располагаемая в нем арматура. Для таких самонапряженных конструкций получены основные зависимости, позволяющие описать их напряженно-деформированное состояние на стадии расширения напрягающего бетона. Эти зависимости в нормативных документах [110] доведены до степени практических методов проектирования и, в случае симметрично армированных элементов, дают достаточно хорошие результаты, проверенные в ряде случаев опытом длительной эксплуатации конструкций [70, 71, 307]. Исследования, приведенные в главе 2, дополнили их зависимостями, позволяющими производить расчет самонапряжений и связанных деформаций в сечении при произвольном положении ограничивающих связей.

В связи с этим, представляется целесообразным зависимости, описывающие самоупрежение сборно-монолитных конструкций при расширении напрягающего бетона строить базируясь на общих зависимостях теории самоупреженного железобетона, полученных для традиционного случая ограничения деформаций расширения. Такой подход позволит создать единую методологическую основу для определения параметров напряженно-деформированного состояния монолитного напрягающего бетона независимо от вида связи, ограничивающей его расширение. Принятая для этого гипотеза «условного» армирования при оценке самоупрежения может быть сформулирована следующим образом: ***Ограничивающее влияние любой внешней связи, препятствующей развитию деформаций свободного расширения в процессе твердения напрягающего бетона может быть выражено через некоторое эквивалентное количество ограничивающей стальной арматуры, располагаемой в бетонном сечении таким образом, чтобы было полностью сохранено напряженно-деформированное состояние напрягающего бетона в исходной конструкции.***

Исходя из предложенной гипотезы, ограничивающее влияние сборного элемента при расширении напрягающего бетона следует учесть вводя некоторое количество "условного" армирования, располагаемого определенным образом в сечении монолитной набетонки, а далее рассчитать параметры напряженно-деформированного состояния, пользуясь расчетными зависимостями, описывающими самоупрежение монолитных конструкций.

3.2. Факторы, влияющие на самонапряжение сборно-монолитной конструкции

Прежде чем приступить к выводу расчетных зависимостей, описывающих напряженно-деформированное состояние составного сечения сборно-монолитной конструкции при расширении напрягающего бетона, представим наиболее значимые факторы, существенно влияющие как на величину, так и на характер распределения самонапряжений в составном сечении.

В случае, если по контакту, соединяющему монолитную и сборную части, отсутствует связь, монолитный напрягающий бетон расширяется практически свободно. Как было показано выше и при расширении напрягающего бетона в таких условиях величина самонапряжения определяется в зависимости от количества ограничивающей арматуры, расположенной в монолитной части сечения, а при ее отсутствии, согласно [78, 110] принимается равным нулю (игнорируются собственные структурные напряжения). Такое несвязанное, или свободное расширение не приводит к появлению дополнительного напряженно-деформированного состояния в сборной части сечения.

При выполнении необходимых конструктивно-технологических мероприятий, обеспечивающих сплошность составного сечения (условия совместной работы) свободному расширению монолитного напрягающего бетона препятствует сборный элемент, который и является внешним ограничением.

В результате совместного деформирования в плоскости контакта возникают внутренние усилия, внецентренно обжимающие монолитный бетон, вызывая в нем самонапряжения сжатия и внецентренно растягивающие сборный элемент. Качественная картина распределения деформаций и напряжений в составном сечении к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона показана на рис. 3.5б, в.

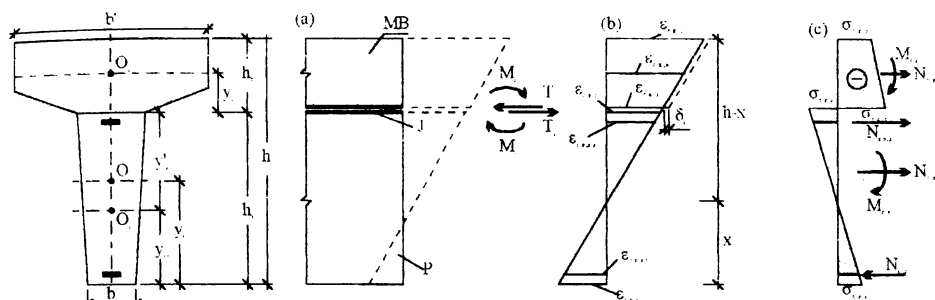


Рис. 3.5. Схема сил, действующих в стыке (а), распределение деформаций (б) и напряжений (в) в нормальном сечении сборно-монолитного балочного элемента при расширении напрягающего бетона монолитной части.
 P – сборный элемент; MB – монолитный бетон;
 J – стыковое соединение.

Силы, действующие в составном сечении на стадии расширения монолитного напрягающего бетона относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены. Поэтому, для описания напряженно-деформированного состояния сечения достаточно составить соответствующие условия равновесия всех сил в сечении, подкрепив их дополнительными условиями равенства контактных деформаций и кривизн, подобно тому, как это было выполнено для усадки в работах [26, 27, 101–103].

Задача усложняется тем, что при описании напряженного состояния в монолитном напрягающем бетоне невозможно воспользоваться законами упругого деформирования и рассчитать его величину исходя из разности деформаций свободного и связанного расширения.

Величина достигаемого самоупреждения в монолитном бетоне зависит от целого ряда конструктивно-технологических факторов, главными из которых являются, с одной стороны энергоактивность и расход напрягающего цемента, использованного для приготовления бетона (что характеризует потенциальные энергетические возможности материала), а с другой – степень

ограничения деформаций расширения, характеризуемая жесткостными характеристиками сборного элемента и типом связи по контакту.

Что касается первого фактора, то он был подробно рассмотрен выше. В настоящей главе рассматривается вопрос о влиянии сборного элемента как ограничивающей связи при расширении монолитной набетонки. Как следует из схемы усилий, представленной на рис. 3.5, в процессе расширения сборный элемент, являющийся ограничением, подвергается внецентренному растяжению, при этом величина деформаций по верхней контактной грани может достигать значительных величин, в ряде случаев превосходящих предельную растяжимость бетона сборного элемента.

Нашими исследованиями [132, 135–137, 139, 141, 142] было показано, что при постоянной энергоактивности напрягающего бетона, величина связанной деформации зависит главным образом от компоновки составного сечения (соотношения в сечении доли монолитного и сборного бетонов), изгибно-осевой жесткости сборного элемента и типа связи по контакту между сборной и монолитной частями сечения.

Процесс развития самонапряжения в таких специфических условиях может быть проиллюстрирован идеализированной диаграммой, показанной на рис. 3.6.

В начальный период расширения при обеспеченной сплошности сечения, связанные деформации на уровне контакта не превосходят величину предельной растяжимости бетона сборного элемента ($\varepsilon_{ср,2} < \varepsilon_{ср,R}$), сборная часть работает практически упруго. Это состояние описывается участком диаграммы ОА (см. рис. 3.6, 3.7а). Очевидно, что на этом участке самонапряжение монолитного бетона развивается согласно закономерностям, описывающим традиционные случаи упругого ограничения, зависит от жесткостных характеристик ограничивающей связи и ее расположения в составном сечении. Для сечений, в которых сборная часть характеризу-

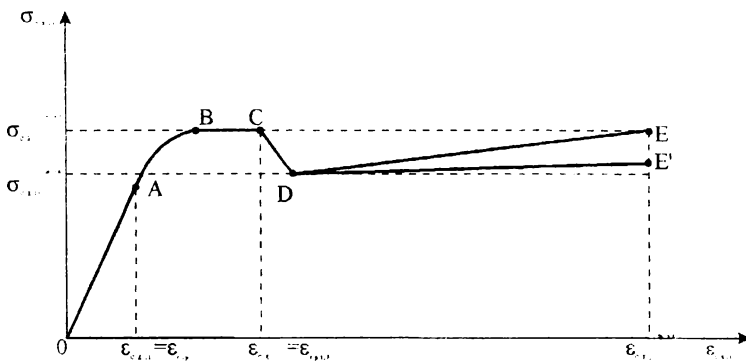


Рис. 3.6. Идеализированная диаграмма развития самоупреждения в составном сечении при расширении напрягающего бетона.

ется значительной изгибно-осевой жесткостью, такое состояние будет характерным и к моменту стабилизации расширения. В случае, если деформация контактной грани сборного элемента приближается к величине предельной растяжимости для бетона ($\epsilon_{ср,2} \approx \epsilon_{ср,2,R}$), диаграмма деформирования переходит в упругопластическую, а затем и пластическую стадии. На этом этапе прирост деформаций расширения практически не приводит к возрастанию самоупреждения, что соответствует участку АВ–ВС диаграммы (см. рис. 3.6, 3.7б). Дальнейший прирост деформаций, когда $\epsilon_{ср,2} > \epsilon_{ср,2,R}$, может привести к образованию трещин по верхней грани сборного элемента и соответственно снижению жесткости ограничивающей связи. В этих условиях (участок ВС) следует ожидать некоторое падение самоупреждения. Если сборный элемент выполнен с арматурой в районе контакта (A_{S2}), то полученные потери самоупреждения могут быть частично компенсированы при дальнейшем расширении напрягающего бетона.

Из анализа представленной идеализированной диаграммы несложно сделать вывод о том, что максимальная величина самоупреждения в монолитном бетоне может быть достигнута при условии упругой работы

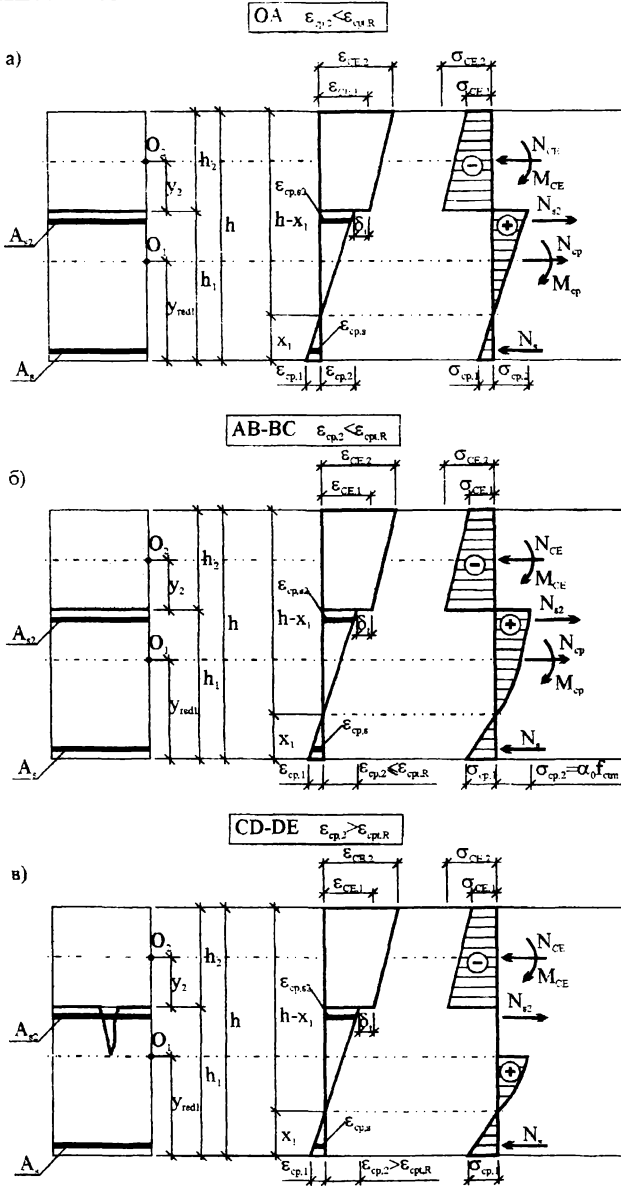


Рис. 3.7. Стадии изменения напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении напрягающего бетона в соответствии с идеализированной диаграммой на рис. 3.6.

бетона сборного элемента, а максимальные деформации – при минимальной ограничивающей способности, когда в сборном элементе на стадии расширения набетонки образуются трещины.

При оценке самоупругивания монолитного бетона, ограничивающее влияние сборного элемента удобно представить в виде некоторого заменяющего "условного" армирования, расположенного в сечении, аналогичном по форме и геометрическим размерам сечению монолитной части из напрягающего бетона сборно-монолитной конструкции. Такой подход позволяет воспользоваться конститутивными уравнениями теории самоупругивания, полученными в главе 2. При этом должно соблюдаться главное условие о том, что деформированное состояние при расширении в заменяющем элементе полностью соответствует деформированному состоянию монолитной части сборно-монолитной конструкции. Эти условия, отвечающие гипотезе условного армирования, принятой в работе, проиллюстрированы на рис. 3.8.

Напряженно-деформированное состояние заменяющего монолитного сечения от расширения напрягающего бетона в общем случае может быть определено по общим зависимостям главы 2 для железобетонных самоупругиванных элементов.

При определении параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения от расширения монолитного напрягающего бетона следует принять следующие предпосылки:

1. Все усилия, действующие в составном сечении на стадии расширения монолитного напрягающего бетона относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены.
2. Деформация нижней грани монолитного бетона и верхней грани сборного элемента отличаются на деформацию начального сдвига, величина которой зависит от конструкции стыкового соединения, характеризует его податливость. Условие может быть записано в следующем виде:

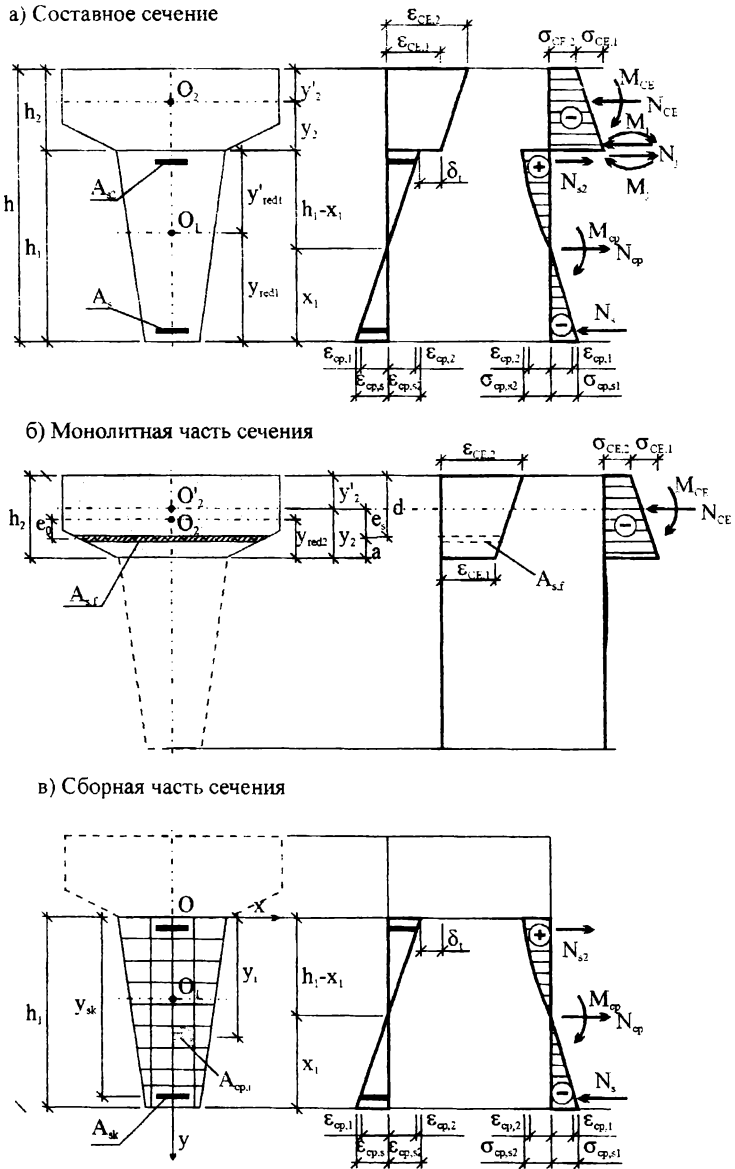


Рис. 3.8. К определению параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении монолитной набетонки

$$\varepsilon_{CE,1} = \varepsilon_{cp,2} + \delta_t \quad (3.1)$$

или

$$\frac{\varepsilon_{cp,1}}{\varepsilon_{CE,2}} = K_{ot} \quad (3.2)$$

где δ_t – величина деформации начального сдвига при расширении монолитной набетонки;

K_{ot} – коэффициент, зависящий от податливости контактного соединения.

3. На стадии расширения выполняется гипотеза плоских сечений как для монолитной набетонки, так и для сборного элемента. При этом, кривизны сборной и монолитной частей равны между собой

$$\psi_{CE,1} = \psi_{CE,2} = \psi_{CE} \quad (3.3)$$

4. Влияние сборного элемента заменяется соответствующим количеством "условного" армирования ($\rho_{l,f}$); располагаемого в монолитном заменяющем элементе таким образом, чтобы распределение деформаций расширения по сечению заменяющего элемента и монолитной набетонки полностью совпадали. При этом, деформация "условного" армирования с учетом данных главы 2 может быть определена по формуле:

$$\varepsilon_{CE,f} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s \cdot k_e}{\rho_{l,f} \cdot E_s}, \quad (3.4)$$

а деформация на нижней (контактной) грани монолитного бетона на стадии расширения:

$$\varepsilon_{CE,2} = \varepsilon_{CE,f} - a \cdot \psi_{CE} \quad (3.5)$$

В формулах (3.4) и (3.5):

$f_{CE,d}$ – расчетное самонапряжение монолитного напрягающего бетона;

k_p – коэффициент, учитывающий влияние ограничивающего армирования и определяемый с учетом высказанных соображений

$$k_p = \sqrt{\frac{1.57\rho_{1f}}{0.0057 + \rho_{1f}}}$$

k_s – коэффициент, учитывающий направление действия ограничивающей связи, принимаемый для рассматриваемого случая равным 1.2.

k_e – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета положения ограничивающей связи относительно центра тяжести сечения монолитной набетонки;

ψ_{CE} – кривизна самонапряженного элемента при расширении напрягающего бетона;

a_f – расстояние от центра тяжести фиктивного армирования до плоскости контакта;

ρ_{1f} – коэффициент "условного" армирования.

5. Деформации и напряжения для бетона и арматуры сборной части сечения связаны диаграммами деформирования "σ–ε" для материалов. Зависимости "σ–ε" устанавливают по результатам испытаний, либо принимают по данным [9, 214, 269, 286].

В этом случае условия равновесия для сборной части с учетом нелинейной работы бетона и располагаемой в ней арматуры могут быть записаны в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} N_{cp} \\ M_{cp} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{1,1} & B_{1,2} \\ B_{2,1} & B_{2,2} \end{bmatrix}_1 \begin{Bmatrix} \varepsilon_{cp,2} \\ \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

где N_{cp} , M_{cp} – дополнительные усилия в сборной части сечения при расширении монолитной набетонки;

$[B]_1$ – матрица жесткостей для сборной части составного сечения;

$\varepsilon_{cp,2}$ – деформация верхней (контактной) грани сборного элемента при расширении монолитной набетонки.

Учитывая высказанные выше предпосылки, уравнения (3.6) могут быть записаны при $N_{cp} = N_{CE}$ и $M_{cp} = M_{CE}$ в виде:

$$\begin{Bmatrix} N_{CE} \\ M_{CE} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{1,1} & B_{1,2} \\ B_{2,1} & B_{2,2} \end{bmatrix}_1 \begin{Bmatrix} k_D(\varepsilon_{CE,s} - a_f \psi_{CE}) \\ \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

Элементы матрицы мгновенных жесткостей для сборной части сечения при разбиении ее на конечное число элементарных площадок для бетона $A_{cp,i}$ и арматуры A_{sk} (рис. 3.4в) определяют по формулам (3.17)–(3.19).

Усилия в монолитном бетоне для заменяющего сечения могут быть определены:

$$N_{CE} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s \cdot k_e \cdot A_{CE} \quad (3.8)$$

$$M_{CE} = N_{CE} \cdot e_0 = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s \cdot k_e \cdot A_{CE} \cdot e_0 \quad (3.9)$$

где e_0 – эксцентриситет равнодействующей усилия в "условной" ограничивающей арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения монолитной набетонки;

A_{CE} – площадь сечения монолитного бетона.

С учетом (3.8) и (3.9) уравнения (3.7) принимают вид:

$$\begin{Bmatrix} f_{CE,d} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e \cdot A_{CE} \\ f_{CE,d} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e \cdot A_{CE} \cdot e_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{1,1} & B_{1,2} \\ B_{2,1} & B_{2,2} \end{bmatrix}_1 \begin{Bmatrix} k_D(\varepsilon_{CE,s} - a_f \cdot \psi_{CE}) \\ \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Пользуясь уравнениями (3.10) при известных зависимостях для $\varepsilon_{CE,s}$ и ψ_{CE} из главы 2 можно определить величину "условного" армирования $\rho_{l,f}$ и его положение в пределах заменяющего сечения, а далее рассчитать параметры напряженно-деформированного состояния всего составного сечения.

Для решения системы (3.10) относительно $\rho_{l,f}$ следует воспользоваться конститутивными зависимостями, описывающими деформации ограничивающей арматуры (или бетона на уровне ограничивающей арматуры при условии $\varepsilon_{SE} = \varepsilon_{S,CE}$) и кривизны $\psi_{2,CE}$ элемента в процессе расширения для общего случая положения ограничивающей связи в пределах сечения, полученные в главе 2.

3.3. Построение расчетной модели для определения параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении монолитной набетонки

3.3.1. Определение площади "условного" армирования и параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения

С учетом полученных в главе 2 конститутивных зависимостей (2.11) и (2.18) исходные уравнения равновесия (3.10) могут быть записаны следующим образом:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{CE,d} k_p k_s k_e A_{CE} \\ f_{CE,d} k_p k_s k_e A_{CE} e_0 \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} B_{1,1} & B_{1,2} \\ B_{2,1} & B_{2,2} \end{bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} k_{ot} \cdot f_{CE,d} \frac{k_p \cdot k_s}{\rho_{l,f} \cdot E_s} \left[k_e - \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k a_f \right] \\ f_{CE,d} \frac{k_p \cdot k_s}{\rho_{l,f} \cdot E_s} \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k \end{array} \right\} \quad (3.11)$$

Выполняя преобразования и выражая $\rho_{l,f}$ получаем:

$$\rho_{l,f} = \frac{1}{\alpha \cdot k_e} \left\{ B_{1,1} k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k a_f \right] + B_{1,2} \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k \right\} \quad (3.12)$$

$$\rho_{l,f} = \frac{1}{\alpha \cdot k_e \cdot e_0} \left\{ B_{2,1} \cdot k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k a_f \right] + B_{2,2} \frac{\delta_2}{h} \left(\frac{e_s}{d} \right)^k \right\}$$

где $\alpha = E_s \cdot A_{CE}$; $a_f = y_2 - e_s$; $d = e_s + y'_2$; $k_e = 1 - \gamma_1(e_s/d)$; $k_{ot} = 1.0$.

Уравнения (3.12) содержат три неизвестных: $\rho_{l,f}$ – процент "условного" армирования; e_s – эксцентриситет "фиктивного" армирования относительно центра тяжести заменяющего бетонного сечения; e_0 – эксцентриситет равнодействующей усилия в ограничивающей "фиктивной" арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения монолитной набетонки.

Для отыскания решения, представленные уравнения (3.12) подкрепим дополнительным уравнением, связывающим эксцентриситеты e_s и e_0 , в виде

$$y_{\text{ред2}} = \frac{A_{\text{CE}} \cdot y_2 + \alpha_0 \cdot A_{\text{s,f}} \cdot a_f}{A_{\text{CE}} + \alpha_0 \cdot A_{\text{s,f}}} \quad (3.13)$$

или

$$e_0 + a = \frac{y_2 + \alpha_0 \cdot \rho_{1,f} \cdot a_f}{1 + \alpha_0 \cdot \rho_{1,f}} \quad (3.14)$$

Учитывая, что $a_f = y_2 - e_s$, из (3.14) получаем:

$$\rho_{1,f} = \frac{1}{\alpha_0} \left(\frac{e_s}{e_0} - 1 \right), \quad (3.15)$$

где $\alpha_0 = \frac{E_s}{E_{\text{CE,m}(t)}}$ ($E_{\text{CE,m}(t)}$ – модуль упругости монолитного бетона к моменту времени t).

При совместном решении уравнений (3.12) и (3.15) получаем уравнение пятой степени относительно эксцентриситета "условной" арматуры e_s в заменяющем сечении:

$$a \cdot e_s^5 + b \cdot e_s^4 + c \cdot e_s^3 + d \cdot e_s^2 + f \cdot e_s + g = 0 \quad (3.16)$$

с коэффициентами

$$a = k_{0t} \cdot k_5 \cdot k_3 \cdot B_{1,1};$$

$$b = k_{0t} \left\{ B_{1,1} (k_4 \cdot k_5 - k_3 \cdot \delta_2 \cdot y_2 + k_2 y_2') - B_{2,1} [k_5 (k_3 \cdot m + \beta_2)] \right\} + k_3 \cdot \delta_2 B_{1,2};$$

$$c = k_{0t} \left\{ B_{1,1} [y_2'^2 (k_3 + k_5) + k_2 \cdot k_4 \cdot y_2'] + B_{2,1} [k_5 (\beta_2 \cdot y_2 - k_4 \cdot m - \beta_3) + k_1 \cdot y_2 - k_2 \cdot k_6 \cdot y_2'] \right\} - \delta_2 (k_2 \cdot B_{2,2} - k_4 \cdot B_{2,1});$$

$$d = k_{0t} \left\{ B_{1,1} [y_2'^2 \cdot k_4 + y_2'^3 - y_2 \cdot y_2'^2] - B_{2,1} [y_2'^2 (k_7 - k_2 \cdot k_8) + \delta_2 \cdot k_9 \cdot y_2] \right\} + \delta_2 \cdot k_9 \cdot B_{2,2} + y_2'^2 \cdot B_{1,2};$$

$$f = k_{0t} \left\{ y_2'^4 \cdot B_{1,1} - B_{2,1} [y_2'^2 (\beta_3 + m \cdot k_4) + y_2'^3 (\beta_2 - m \cdot k_2)] \right\} - m \cdot \delta_2 \cdot y_2'^2 \cdot B_{2,2};$$

$$g = m \cdot k_{0t} \cdot y_2'^4 \cdot B_{2,1};$$

$$m = (\beta_1 + 1);$$

$$\text{где } k_1 = (k_3 \cdot m + \beta_2);$$

$$k_2 = (2 - \gamma_1);$$

$$k_3 = (1 - \gamma_1);$$

$$k_4 = y_2'(2 - \gamma_1) = y_2' \cdot k_2;$$

$$k_5 = (1 - \gamma_1 + \delta_2);$$

$$k_6 = (m + \beta_2);$$

$$k_7 = (k_3 \cdot m - \beta_2);$$

$$k_8 = (y_2 \beta_2 - m \cdot k_4);$$

$$k_9 = (y_2 \cdot \beta_2 - \beta_3 - k_4 \cdot m);$$

$$\beta_1 = \frac{k_{0t} \cdot B_{1,1}}{A_{CE} \cdot E_{CE(t)}} = \frac{k_{0t} \cdot B_{1,1}}{B_{m(t)}};$$

$$\beta_2 = \beta_1 \cdot \delta_2;$$

$$\beta_3 = \frac{B_{1,2}}{B_{m(t)}} \delta_2;$$

$$B_{m(t)} = A_{CE} \cdot E_{CE(t)}.$$

Элементы матрицы мгновенных жесткостей для сборной части сечения определяются из уравнений:

$$B_{1,1} = \sum_i E'_{ci} \cdot A_{cp,i} + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \quad (3.17)$$

$$B_{1,2} = B_{2,1} = \sum_i E'_{ci} \cdot A_{cp,i} \cdot y_i - \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k \quad (3.18)$$

$$B_{2,2} = \sum_i E'_{ci} \cdot A_{cp,i} \cdot y_i^2 + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k^2 \quad (3.19)$$

где $A_{cp,i}$ – площадь элементарной площадки для бетона сборной части сечения;

A_{sk} – площадь k -ого стержня арматуры в сборной части сечения;

E'_{ci} , E'_{sk} – мгновенные модули упругости соответственно для бетона и арматурной стали.

При установленном значении эксцентриситета e_s определяют значения эксцентриситета равнодействующей усилия в растянутой ограничи-

вающей арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения монолитной набетонки из уравнения

$$e_0 = \frac{e_s}{\frac{\alpha_0}{\alpha \cdot k_e} \left\{ B_{1,1} \cdot k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} (y_2 - e_s) \right] + B_{1,2} \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} \right\} + 1} \quad (3.20)$$

либо
$$e_0 = \frac{e_s}{\varphi_f + 1}, \quad (3.21)$$

где
$$\varphi_f = \frac{1}{k_e \cdot B_{m(t)}} \left\{ B_{1,1} \cdot k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} (y_2 - e_s) \right] + B_{1,2} \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} \right\};$$

$$d = y'_2 + e_s;$$

$$k_e = 1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right).$$

Коэффициент "условного" армирования сечения определится из уравнения:

$$\rho_{l,f} = \frac{1}{\alpha \cdot k_e} \left\{ B_{1,1} \cdot k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} (y_2 - e_s) \right] + B_{1,2} \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} \right\} \quad (3.22)$$

где $\alpha = A_{CE} \cdot E_s$,

а площадь "условного" армирования:

$$A_{s,f} = \frac{1}{E_s \cdot k_e} \left\{ B_{1,1} \cdot k_{ot} \left[k_e - \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} (y_2 - e_s) \right] + B_{1,2} \frac{\delta_2 \cdot e_s}{h \cdot d} \right\} \quad (3.23)$$

Параметры напряженно-деформированного состояния для монолитной набетонки при установленных переменных $\rho_{l,f}$ и e_s могут быть рассчитаны из уравнений (2.11)..(2.18) главы 2, в которых следует совместно с реальным (фактическим) армированием учесть и "условное" армирование, описывающее ограничивающее влияние сборной части сечения.

В общем случае деформация на уровне центра тяжести приведенного армирования (с учетом фактического) в сечении набетонки определяется:

$$\varepsilon_{s,CE(R)} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} k_e \quad (3.24)$$

где ρ_{lf} , ρ_l – соответственно процент "условного" и реального (фактического) армирования в сечении монолитной набетонки;

$$k_p = \sqrt{\frac{1.57(\rho_{lf} + \rho_l)}{0.0057 + (\rho_{lf} + \rho_l)}}; \quad (3.25)$$

$$k_e = 1 - \gamma_1 \frac{e'_s}{d'} \quad (3.26)$$

здесь e'_s , d' – соответственно эксцентриситет и расстояние до верхней грани набетонки для приведенного сечения арматуры.

При отсутствии в монолитной набетонке дополнительной арматуры уравнения (3.24)..(3.26) получают вид:

$$\varepsilon_{s,CE(t)} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_{lf} \cdot E_s} k_e; \quad (3.27)$$

$$k_p = \sqrt{\frac{1.57 \cdot \rho_{lf}}{0.0057 + \rho_{lf}}}; \quad (3.28)$$

$$k_e = 1 - \gamma_1 \frac{e_s}{d}. \quad (3.29)$$

Аналогично можно записать формулу для определения начальной кривизны:

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} \cdot \frac{\delta_z}{h \cdot d} e_s \quad (3.30)$$

Деформация верхней (контактной) грани сборного элемента рассчитывается по формуле:

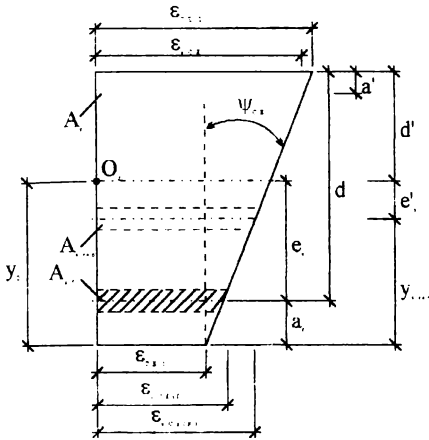


Рис. 3.9. К определению параметров деформированного состояния набетонки при расширении напрягающего бетона для общего случая положения в сечении арматуры

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{cp,2} &= k_{Ot} \cdot \varepsilon_{CE,1} = k_{Ot} \left[\varepsilon_{s,CE(R)} - y_{s,red} \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} \cdot \frac{\delta_2}{h \cdot d} e_s \right] = \\
 &= k_{Ot} \left[\frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} k_e - y_{s,red} \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} \cdot \frac{\delta_2}{h \cdot d} e_s \right] = \quad (3.31) \\
 &= k_{Ot} \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{(\rho_{lf} + \rho_l) E_s} \left(k_e - y_{s,red} \frac{\delta_2}{h \cdot d} e_s \right)
 \end{aligned}$$

Дополнительные усилия от расширения напрягающего бетона, действующие на сборную часть сечения и соответственно вызывающие самонапряжение монолитной набетонки, определяются из соответствующих уравнений равновесия:

$$\begin{Bmatrix} N_{CE} \\ M_{CE} \end{Bmatrix} = [B]_1 \begin{Bmatrix} \varepsilon_{cp,2} \\ \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.32)$$

Деформации элементарных участков сборного элемента устанавливают используя гипотезу плоских сечений:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{cp,i} \\ \varepsilon_{sk} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{cp,2} - y_i \cdot \psi_{CE} \\ \varepsilon_{cp,2} - y_k \cdot \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

Расчет параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения при принятых геометрических размерах сборной части и монолитной набетонки выполняют итерационным способом по следующему алгоритму:

1. По формулам (3.17)..(3.19) рассчитывают элементы матрицы мгновенных жесткостей, принимая в первой итерации условия упругой работы бетона сборного элемента (т.е. $E'_{cp,i} = E_{cpm,i}$, $E'_{sk} = E_{sk}$) и начальный коэффициент, зависящий от податливости контакта k_{0t} , равным 1.
2. Из уравнений (3.16) и (3.21) определяют величины эксцентриситетов ограничивающей "условного" арматуры, описывающие ее положение в сечении монолитной набетонки. В случае, если в монолитной набетонке установлена дополнительная арматура, при первом расчете e_s и e_0 она не учитывается. Далее рассчитывают положение центра тяжести приведенной арматуры (реальной и "условной") относительно центра тяжести бетонного сечения.
3. По формуле (3.22) определяют коэффициент "условного" армирования, соответствующий ограничивающему влиянию сборной части сечения.
4. Пользуясь формулами (3.30), (3.31) определяют деформации на уровне верхней (контактной) грани сборного элемента $\varepsilon_{cp,2}$. При этом проверяют условие

$$\varepsilon_{cp,2} \leq \varepsilon_{cpt,R} \quad (3.34)$$

В случае, если условие (3.33) не выполняется – а это означает, что в верхней зоне сборного элемента образуются трещины – при последующей итерации элементарные участки, пронизанные трещиной исключаются.

5. По формулам (3.33) рассчитывают деформации для элементарных слоев по высоте сечения сборного элемента и пользуясь зависимостями " σ – ε " для бетона и арматуры рассчитывают текущие значения моду-

лей упругости для материалов, а затем корректируют элементы матрицы жесткостей по формулам (3.17)..(3.19).

6. Рассчитывают усилия в монолитном бетоне из уравнений (3.32), и из условий равновесия определяют сдвигающие усилия, действующие в контакте T_j . Пользуясь зависимостями " $\tau-\delta_t$ " из [163, 304] корректируют значения коэффициента $k_{от}$.

7. Расчет повторяют начиная с п. 2 настоящего алгоритма.

Согласно [9, 223] итерационный процесс можно считать законченным, если относительное среднеквадратичное приращение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию:

$$\sqrt{\frac{1}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{ср,л} - \varepsilon_{ср,л-1}}{\varepsilon_{ср,л} + \varepsilon_{ср,л+1}} \right)^2 + \left(\frac{\Psi_{сЕ,л} - \Psi_{сЕ,л+1}}{\Psi_{сЕ,л} + \Psi_{сЕ,л+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta \quad (3.35)$$

Следует отметить, что предложенный алгоритм достаточно легко реализуется при использовании ЭВМ. Однако в ряде случаев для сечений простой симметричной формы (прямоугольных, тавровых, двутавровых), когда требуется произвести предварительную оценку самонапряжения в монолитном бетоне могут быть приняты некоторые упрощения. В первую очередь, сложности в расчете сопряжены с необходимостью решения уравнения (3.16) пятой степени при нахождении e_s . Учитывая то обстоятельство, что решение его не может быть получено в общем виде, при "ручном" расчете, приходится предварительно вычислять значения коэффициентов при неизвестных. В свою очередь коэффициенты при неизвестных включают элементы матрицы мгновенных жесткостей, подлежащие корректировке в процессе итерационного расчета.

Учитывая то обстоятельство, что максимальное самонапряжение в монолитной набетонке будет достигнуто при упругой работе сборного элемента для определения площади "условного" армирования исходные уравнения могут быть в первом приближении преобразованы в достаточ-

но простую зависимость, предложенную и проверенную экспериментально в наших работах [10, 135, 140, 141]:

$$A_{s,f} = \frac{\alpha_1 \cdot A_{red1}}{B_0} \quad (3.36)$$

где $\alpha_1 = \frac{E_{cp(t)}}{E_s}$; $B_0 = 1 + \frac{y'_{red1}}{r_{01}^2}$; $r_{01}^2 = \frac{J_{red1}}{A_{red1}}$;

$E_{cp(t)}$ – начальный модуль упругости бетона сборного элемента к моменту бетонирования монолитной части сечения;

E_s – модуль упругости арматурной стали;

J_{red1} , A_{red1} – соответственно момент инерции и площадь приведенного сечения сборного элемента;

y'_{red1} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения сборного элемента до его верхней контактной грани.

При этом, эксцентриситет ограничивающей связи с достаточной для практики точностью определяется по следующей формуле:

$$e_s = y_{red} - y_{red1} \quad (3.37)$$

где y_{red1} , y_{red} – соответственно расстояние от нижней грани сборного элемента до центра тяжести его приведенного сечения и до центра тяжести приведенного составного сечения.

Для учета изменения жесткости ограничивающей связи при образовании трещин в верхней (контактной) зоне сборного элемента удобно воспользоваться упрощенной зависимостью, предложенной в [277] и проведенной нами в исследованиях [141].

Согласно [277] текущая жесткость сечения может быть определена:

$$B_{0,cr(t)} = B_{0(t)} \left(1.32 - 0.64 \frac{M_{CE,(t)}}{M'_{cr1}} \right) \quad (3.38)$$

где $B_{0,cr(t)}$ – текущая жесткость сечения сборного элемента к моменту времени t , когда проявляется стабилизация расширения;

$B_{0(t)}$ – начальная упругая жесткость сечения сборного элемента;

$M_{CE,(t)}$ – момент от усилий самонапряжения, внецентренно растягивающий сборный элемент, равный:

$$M_{CE,(t)} = T_j(x, t) \cdot y'_{red1} + M_j(x, t) \quad (3.39)$$

здесь: $T_j(x, t)$, $M_j(x, t)$ – усилия, действующие в плоскости контакта при расширении напрягающего бетона;

$$T_j(x, t) = N_{CE(t)}^{max}; \quad M_j(x, t) = N_{CE(t)}^{max} \cdot y_2;$$

M'_{cr1} – момент трещинообразования верхней (контактной) грани сборного элемента, определяемый:

$$M'_{cr1} = k f_{ctk} W'_{pl} \quad (3.40)$$

где k – коэффициент, учитывающий повышенное значение расчетного сопротивления бетона растяжению при его деформировании в ограниченных (связанных) условиях. По результатам исследований [77, 78] значение коэффициента k может быть принято равным 1.3.

С учетом изменения жесткостных характеристик сборного элемента согласно [141, 277] скорректированная площадь "условного" армирования может быть определена:

$$A_{s,f(pl)} = \frac{B_{\alpha(t_0)}}{B_{0,cr(t_0)}} A_{s,f} \quad (3.41)$$

где $A_{s,f(pl)}$ – скорректированная площадь "фиктивного" армирования, учитывающая изменение жесткостных характеристик сборного элемента.

При известной площади "условного" армирования по формулам (3.24)..(3.31) определяют параметры напряженно-деформированного состояния монолитной набетонки и усилия самонапряжения в монолитном бетоне:

$$\begin{aligned} N_{CE} &= f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_s \cdot A_{CE} \\ M_{CE} &= f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_s \cdot A_{CE} \cdot e_0 \end{aligned} \quad (3.42)$$

Деформации сборного элемента по высоте сечения определяют по формулам (3.33), а напряжения – с использованием диаграмм деформирования " σ – ϵ " для материалов сборной части сечения. При этом в диаграммах деформирования для арматуры учитывается ее работа на участках с трещинами, как предложено в [286].

Как видно из полученных решений "условное" армирование, моделирующее ограничивающее влияние сборного элемента при расширении монолитного бетона, является функцией жесткостных характеристик сборной части сечения. Нетрудно заметить, что с уменьшением в составном сечении доли сборной части превалирующим становится влияние осевой жесткости и сборный элемент оказывается в условиях практически однородного растяжения, подобно тому, как это наблюдается для традиционного арматурного ограничения. Однако, влияние компоновки сечения на характер и величину усилия самоупругения и деформации конструкции неоднозначно. Для выяснения этих закономерностей был выполнен опытно-расчетный анализ составного прямоугольного сечения постоянной высоты $h = 30$ см и ширины $b = 10$ см, в котором отношение высот монолитной (h_2) и сборной (h_1) частей в сечении изменяли в пределах $h_2 : h_1 = 0.20; 0.50; 1.0; 2.0; 2.5$. Характеристики армирования и энергоактивности напрягающего бетона были приняты постоянными. Полученные результаты анализа представлены на рис. 3.10.

Как видно из рис. 3.10 усилие самоупругения в монолитном бетоне возрастает при увеличении доли монолитного бетона в сечении до определенного предела ($h_2 : h_1 \leq 2.0$), а далее наблюдается его снижение. Это обусловлено тем, что по мере возрастания высоты монолитного бетона h_2 с одной стороны уменьшается высота сборного элемента h_1 и, следовательно, его ограничивающее влияние на деформации расширения напрягающего бетона, а с другой – возрастает эксцентриситет ограничи-

вающей связи. При этом жесткость сборного элемента дополнительно снижается при образовании в нем трещин.

На графиках рис. 3.10 усилие самонапряжения определяли по упрощенной методике (кривая 1), и при учете нелинейной работы сборной части сечения, и стыкового соединения (кривая 2).

а)

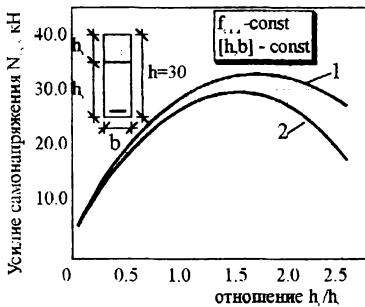
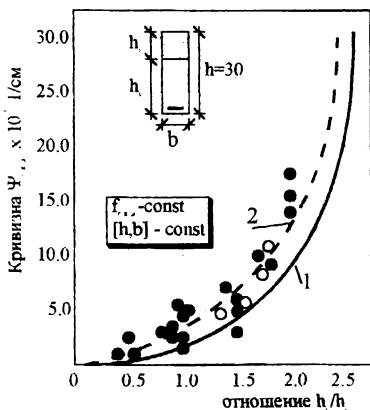


Рис. 3.10. Расчетные зависимости усилия самонапряжения в монолитном бетоне N_{pre} (а) и кривизны составного сечения γ_{pre} (б) от компоновки прямоугольного составного сечения (h_2/h_1) 1 - при расчете по упрощенной зависимости; 2 - при нелинейном расчете. ● - собственные исследования (см. раздел 3); ○ - опыты Б.В.Обухова [113].

б)



Нетрудно заметить, что в случае высокого сборного элемента, когда отношение высоты монолитной и сборной частей $h_2 : h_1 \leq 0.5$ отличия в результате расчета невелики. Это объясняется тем, что сборный элемент

в таких сечениях практически всегда работает без трещин. Учет нелинейного поведения сборного элемента и стыкового соединения приводит к некоторому смещению пиковых значений на графике, описывающем изменение усилия самонапряжения в зависимости от компоновки составного сечения.

При этом, кривизна составного сечения (рис. 3.10б) изменяется до граничного значения достаточно плавно, а при переходе через точку $h_2 : h_1 > 1.5$ резко возрастает, что соответствует описанным выше закономерностям развития процесса самонапряжения в несимметрично армированных элементах.

Таким образом, с точки зрения оценки величины достигаемого самонапряжения в монолитном бетоне оптимальными, следует считать прямоугольные сечения, в которых соотношение высот монолитной и сборной частей сечения находится в пределах $h_2 : h_1 = 1.0 \div 1.5$. Аналогичные результаты были получены для двутавровых (рис. 3.11) и прямоугольных сечений (рис. 3.12) при варьировании энергоактивностью напрягающего бетона.

Как видно из рис. 3.11 и 3.12, при низкой энергоактивности напрягающего бетона ($f_{CE,d} \leq 1.0$ МПа) компоновка сечения влияет на параметры напряженно-деформированного состояния не так ощутимо, как это наблюдается для бетонов средней и высокой активности.

Оптимальную компоновку сечения следует производить не только с точки зрения достижения максимального самонапряжения в монолитном бетоне, но и получения выгодного напряженно-деформированного состояния сборного элемента.

Представленные рассуждения проиллюстрированы на рис. 3.13, где в зависимости от компоновки сечения показана ожидаемая качественная картина напряженно-деформированного состояния сечения.

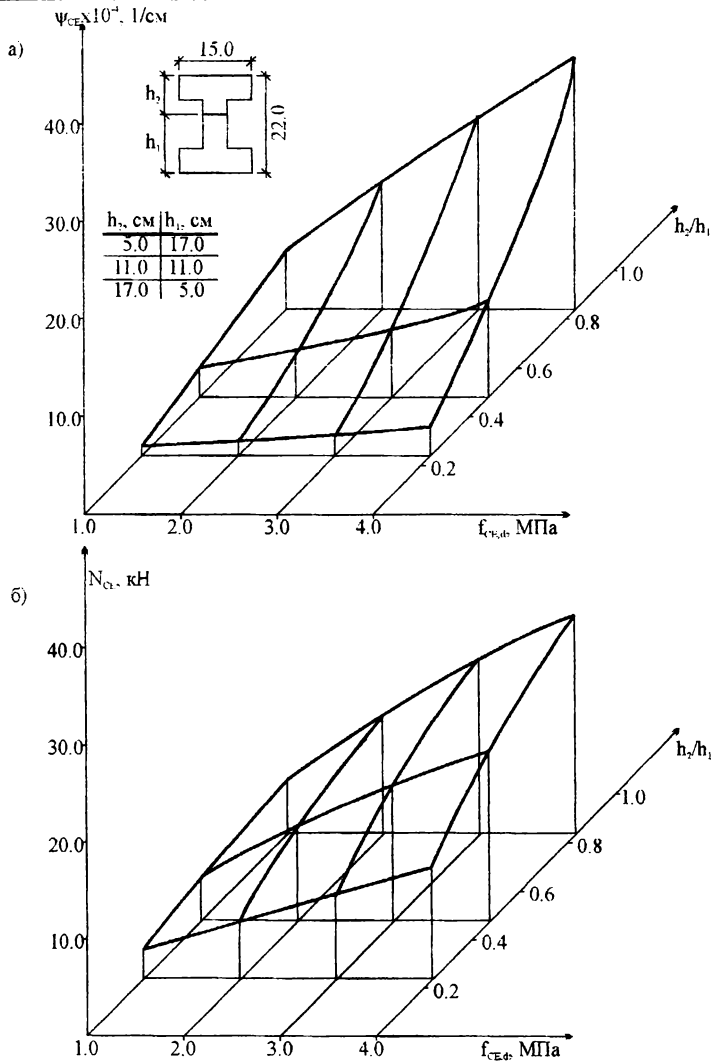


Рис. 3.7. Диаграммы изменения кривизны составного сечения (а) и результирующего усилия самонапряжения в монолитной набетонке (б) в зависимости от компоновки сечения и энергоактивности напрягающего бетона (двухтавовое сечение).

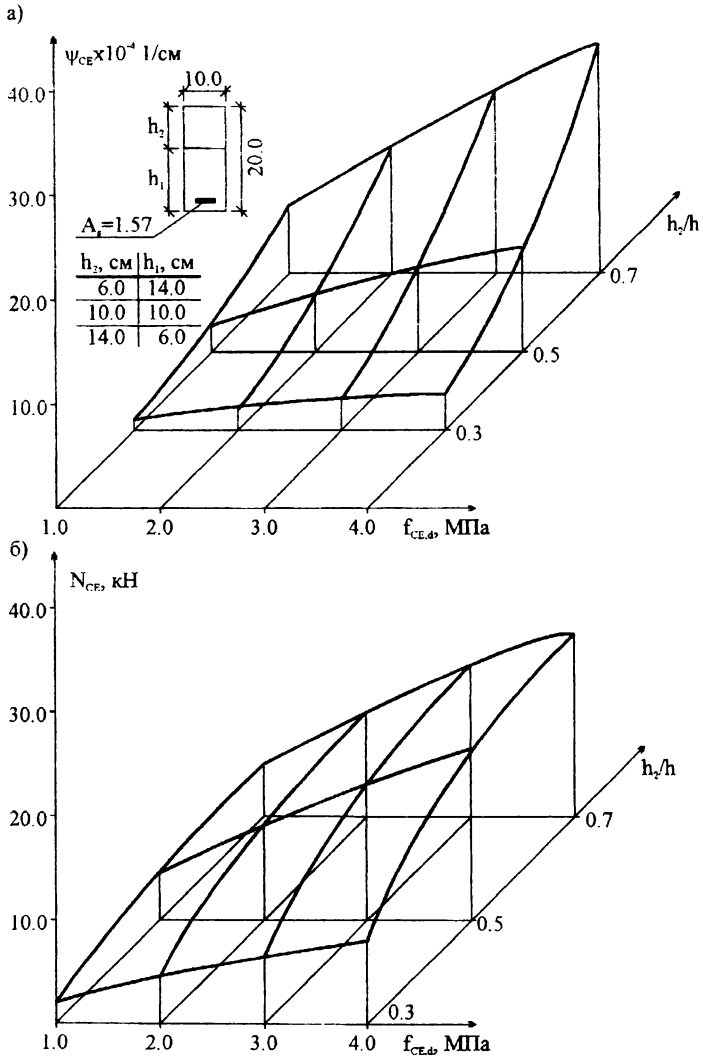


Рис. 3.8. Диаграммы изменения кривизны составного сечения (а) и усилия самонапряжения в монолитной набетонке (б) в зависимости от компоновки сечения и энергоактивности напрягающего бетона (прямоугольные сечения)

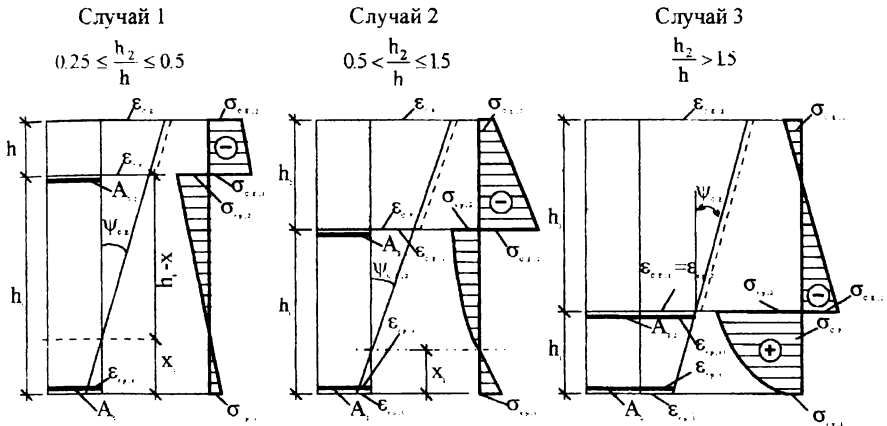


Рис. 3.13. Схемы измерения напряженно-деформированного состояния при возрастании доли монолитной части в составном сечении

Случай 1 (рис. 3.13а) соответствует области значений $0.25 \leq h_2 : h_1 \leq 0.5$. Здесь наблюдается близкое к равномерному распределение самонапряжения по высоте сечения монолитной набетонки и двузначная эпюра напряжений в сборном элементе. При этом, как следует из графиков, показанных на рис. 3.10–3.12, выгибы от самонапряжения, описываемые кривизной ψ_{CE} , невелики в силу значительной изгибно-осевой жесткости сечения сборного элемента. Этот случай в наибольшей степени удовлетворяет требованиям компенсации дополнительного напряженно-деформированного состояния от усадки бетонов в составном сечении.

Случай 2 характерен для диапазона значений $0.5 < h_2 : h_1 \leq 1.5$, когда в составном сечении достигается максимальное самонапряжение монолитного бетона. Вместе с тем, в этом случае сборный элемент испытывает растяжение на значительной части по высоте сечения, что может привести к образованию трещин на его верхней (контактной) грани.

Случай 3 характерен для соотношения $h_2 : h_1 > 1.5$. В этом случае сборный элемент, как правило выполняющий функцию оставляемой опалубки, требует обязательного предварительного напряжения. Следует отметить, что при данной компоновке сечения может быть использован только низкоактивный напрягающий бетон ($C_E < 1.0$) с целью компенсации усадочных напряжений в монолитной части, а соответственно и снижения потерь предварительного напряжения. Использование активного напрягающего бетона ($C_E > 2.0$) формирует условия, при которых сборный элемент оказывается практически полностью растянутым, что в значительной степени снижает эффективность применения самонапряжения в сборно-монолитной конструкции (см. рис. 3.13).

3.3.2. Усилия, действующие в плоскости контакта при расширении напрягающего бетона монолитной части

Роль контакта при обеспечении монолитности конструкции чрезвычайно высока на всех этапах ее работы. В самонапряженных сборно-монолитных конструкциях, где расширение монолитного напрягающего бетона происходит в раннем возрасте одновременно с набором прочности, работа контакта имеет особо важное значение не только для обеспечения монолитности конструкции при нагружении, но и с позиции получения выгодного исходного напряженно-деформированного состояния составных сечений.

В случае применения напрягающего бетона в работе [141] показано, что конструкция стыка должна соответствовать специальным требованиям. При устройстве так называемых "жестких" контактов (поперечные и продольные шпонки, концевые упоры, поперечное армирование и т.д.), рекомендованных для традиционных сборно-монолитных конструкций, расширение напрягающего бетона протекает в условиях значительного ограничения деформаций. В этом случае практически не наблюдается "проскальзывание" монолитного бетона по поверхности контакта относи-

тельно сборного элемента в начальной фазе расширения и вся энергия самоупругения используется, с одной стороны на преодоление сопротивления внешнего ограничения, а с другой – на уплотнение собственной структуры монолитного бетона. В этом случае следует, очевидно, ожидать появления в структуре напрягающего бетона значительных по величине собственных самоупругений при невысоком уровне деформаций. Однако, в дальнейшем при протекании усадки даже незначительные усадочные деформации могут привести к полной компенсации достигнутых деформаций расширения, а следовательно и к значительным потерям начального самоупругения.

В другом крайнем случае, когда сцепление по контакту не обеспечено (например плоский гладкий стык), существует опасность значительных перемещений монолитного бетона относительно сборного элемента, особенно в начальной фазе. Это может привести к нерациональному использованию энергии расширения напрягающего бетона, либо к необратимому расслоению конструкции.

Наиболее рациональной следует считать конструкцию стыка, которая с одной стороны в начальной фазе расширения допускает незначительные перемещения, быстро уменьшающиеся по мере нарастания прочности монолитного бетона, а с другой стороны – обеспечивает совместную работу монолитной и сборной частей на всех этапах работы элемента. С целью снижения потерь самоупругения при проскальзывании набетонки в начальной фазе расширения, для активных напрягающих бетонов на основе цементов с $C_E > 4.0$, рекомендовано [141] размещать в монолитной набетонке дополнительную конструктивную ограничивающую арматуру с $\rho_{l,min} \approx 0.15\%$. Это позволяет получить дополнительные самоупругения в монолитном бетоне к моменту, когда основным ограничением становится сборный элемент. Следует отметить, что при правильно подобранной рецептуре напрягающего цемента основная часть расширения приходится на период, когда монолитный бетон обладает начальной

прочностью, достаточной с одной стороны для внешнего проявления деформаций расширения структуры (обязательное условие твердофазового расширения напрягающего цемента), а с другой – для обеспечения связи по контакту, что в итоге приводит к реализации так называемого "упругоподатливого" стыка, допускающего ограниченное смещение набетонки в начальной фазе расширения.

В работе [141] показано, что такую конструкцию стыка можно получить при выборе соответствующего типа шероховатости контакта и регулировании технологическим путем условий расширения напрягающего бетона. Конструктивно-технологические параметры такого стыка защищены патентом [95].

В "упругоподатливом" стыке при расширении напрягающего бетона, особенно в начальной фазе твердения, наблюдается смещение монолитной набетонки относительно сборного элемента. Учитывая то обстоятельство, что накопление деформаций расширения набетонки происходит на концевых участках контакта, наибольшие перемещения по контакту следует ожидать именно в приопорных сечениях, где прочность сцепления по контакту оказывается недостаточной для восприятия формирующихся сдвигающих напряжений.

Таким образом, в сборно-монолитном элементе – подобно тому, как это имеет место в преднапряженных конструкциях – наблюдается т.н. "зона передачи напряжений", за пределами которой в средней части пролета балки распределение деформаций и нормальных напряжений по высоте составного сечения можно считать практически постоянным.

В общем случае при расширении монолитной набетонки деформация взаимного сдвига (рис. 3.14) для участка длиной dx может быть определена из разности деформаций контактных граней монолитной набетонки и сборного элемента из условия:

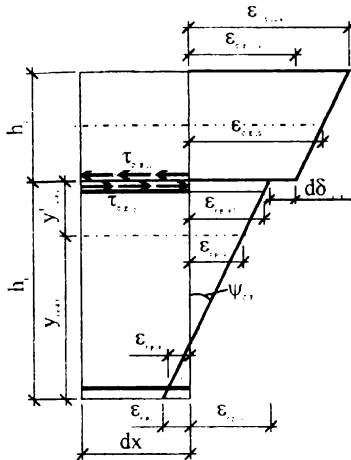


Рис. 3.14. К определению параметров напряженно-деформированного состояния стыкового соединения на стадии расширения напрягающего бетона

$$d\delta_{t,CE} = (\epsilon_{CE,1n} - \epsilon_{cp,2})dx \quad (3.43)$$

где $\epsilon_{CE,1n}$ – деформация расширения нижней грани монолитной набетонки;

$\epsilon_{cp,2}$ – деформация верхней (контактной) грани сборного элемента.

Учитывая то обстоятельство, что при расширении кривизна монолитной набетонки и сборного элемента равны между собой и соответствуют ψ_{CE} , деформацию верхней грани сборного элемента можно определить:

$$\epsilon_{cp,2} = \epsilon_{cp,0} + y'_{red1} \psi_{CE} \quad (3.44)$$

где $\epsilon_{cp,0}$ – деформация на уровне центра тяжести приведенного сечения сборного элемента при расширении монолитной набетонки;

ψ_{CE} – кривизна составного сечения при расширении монолитной набетонки при рассмотрении сборного элемента как некоторого качества «условного» армирования.

Тогда с учетом (3.44) уравнение (3.43) приобретает вид:

$$d\delta_{t,CE} = [\epsilon_{CE,1n} - (\epsilon_{cp,0} + y'_{red1} \psi_{CE})]dx \quad (3.45)$$

Условия равновесия для сборной части сечения с учетом нелинейной работы бетона и арматуры могут быть записаны следующим образом:

$$\begin{Bmatrix} \tau_{CE,j} \\ \tau_{CE,j} \cdot y'_{red1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{1,1} & B_{1,2} \\ B_{2,1} & B_{2,2} \end{bmatrix}_1 \begin{Bmatrix} \frac{d\varepsilon_{cp,0}}{dx} \\ \frac{d\psi_{CE}}{dx} \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

где $\tau_{CE,j}$ – касательные напряжения в стыковом соединении, вызванные расширением монолитной набетонки;

$[B]_1$ – матрица мгновенных жесткостей для сборной части сечения при расширении монолитной набетонки.

Аналитическая зависимость, описывающая связь между контактными напряжениями и перемещениями в стыке " $\tau - \delta$ " в первом приближении может быть принята в виде, предложенном в [304]:

$$\tau_{CE,j} = \tau_{Rd,j(t)} \frac{\tanh \left\{ \frac{k_0}{\tau_{Rd,j(t)}} (\delta_{t,CE} - \delta_{t1}) \right\} + q}{1 + q}, \quad (3.47)$$

а значение текущей жесткости:

$$k_t = k_{1ST} \cdot \operatorname{sech}^2 \left\{ \frac{k_0}{\tau_{Rd,j(t)}} (\delta_{t,CE} - \delta_{t1}) \right\} \quad (3.48)$$

где $k_{0t} = k_{1ST}(1 + q)$

$$q = \tanh \cdot \left(\frac{k_{0t}}{\tau_{Rd,j}} \delta_{t1} \right)$$

В формулах (3.47) и (3.48):

$\tau_{Rd,j(t)}$ – предельное сопротивление контакта к моменту времени t , определяемое согласно [114, 127, 214];

δ_{t1} – базовая точка диаграммы " $\tau - \delta_t$ ", соответствующая максимальной жесткости контактного соединения;

$\delta_{t,CE}$ – текущая деформация сдвига в стыковом соединении.

Таким образом, для определения параметров напряженно-деформированного состояния стыкового соединения имеем систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned}
 d\delta_{t,CE} &= \left[\varepsilon_{CE,1n} - (\varepsilon_{cp,0} + y'_{red1} \cdot \psi_{CE}) \right] dx \\
 \tau_{CE,j} &= B_{1,1(2)} \frac{d\varepsilon_{cp,0}}{dx} + B_{1,2(2)} \frac{d\psi_{CE}}{dx} \\
 \tau_{CE,j} \cdot y'_{red1} &= B_{2,1(2)} \frac{d\varepsilon_{cp,0}}{dx} + B_{2,2(2)} \frac{d\psi_{CE}}{dx} \\
 \tau_{CE,j} &= \tau_{Rd,j(t)} \frac{\tanh \left\{ \frac{k_{Or}}{\tau_{Rd,j(t)}} (\delta_{t,CE} - \delta_{t1}) \right\} + q}{1 + q}
 \end{aligned} \right\} (3.49)$$

Из совместного решения системы уравнений (3.49) несложно определить деформацию сборного элемента $\varepsilon_{cp,0}$, деформацию сдвига $\delta_{t,CE}$ и касательные напряжения $\tau_{CE,j}$.

В зависимости от рассчитанной величины сдвига $\delta_{t,CE}$ следует произвести корректировку жесткости сдвиговой связи по контакту, а затем уточнить коэффициент «условного» ограничивающего армирования, определяемый в предположении не смещаемого контакта.

Расчет параметров напряженно-деформированного состояния стыкового соединения при расширении монолитной набетонки может быть выполнен по следующему алгоритму итерационного расчета:

1. Согласно положений, изложенных в п. 3.2.1 по формулам (3.22) или (3.36) определяют коэффициент «условного» армирования, соответствующий ограничивающему влиянию сборной части сечения и параметры деформированного состояния монолитной набетонки ($\varepsilon_{CE,j}$, ψ_{CE}). При первой итерации принимают, что связь по контакту обеспечена полностью (что соответствует сечению в середине пролета по длине балки).
2. Определяют элементы матрицы мгновенной жесткости $[B]_1$ для сборного элемента (см. п. 3.2.1) относительно осей, располагающихся в центре тяжести приведенного сечения сборного элемента.
3. Разбивая балку по длине стыка на "n" частей длиной Δx определяют значения неизвестных в точке k длины в виде:

$$y_{l,k+1} = y_{l,k} + \Delta x \left(\frac{dy_{l,k}}{dx} \right), \text{ где} \quad (3.50)$$

$$y_{l,k} = f(\varepsilon_{cp,0}, \tau, \delta_t)_k$$

Значения неизвестных определяют из решения системы уравнений (3.49).

4. При найденных значениях неизвестных уточняют распределение по длине сдвиговой жесткости, пользуясь уравнением (3.50). При скорректированном значении сдвиговой жесткости по п. 1 корректируют количество и положение ограничивающей «условной» арматуры и устанавливают новые параметры деформированного состояния монолитной набетонки от расширения.

5. При найденных значениях деформации $\varepsilon_{cp,0}$ и известной кривизне ψ_{CE} определяют распределение деформаций по высоте сборного элемента пользуясь гипотезой плоских сечений. Используя диаграммы деформирования "σ – ε" для материалов сборной части определяют новые значения модулей упругости, корректируют матрицы мгновенной жесткости и возвращаются к расчету, начиная с п. 2 при новом значении сдвиговой жесткости.

Расчет повторяется до выполнения критерия сходимости, который может быть принят согласно [9, 223].

Как следует из результатов анализа, выполненного в [141, 151] пользуясь предложенным алгоритмом, при прочих равных условиях величина сдвигающих напряжений и их распределение по длине стыка зависит, главным образом, от податливости стыкового соединения, оцениваемой коэффициентом k_t (рис. 3.15).

При, так называемых, "жестких" стыках наблюдается с одной стороны возрастание сдвигающего усилия $T_{j(t)}$, а с другой – концентрация сдвигающих напряжений на концевых участках контакта, что сокращает длину участка сдвига при расширении напрягающего бетона.

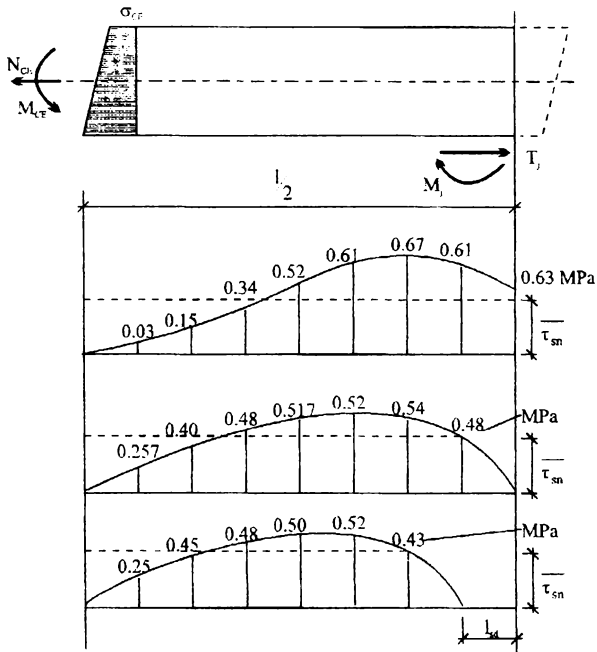


Рис. 3.15. Распределение касательных напряжений по длине стыка
 а) шпоночный контакт согласно [141, 151];
 б) щебень, утопленный в поверхность сборного элемента;
 в) естественная шероховатость (не заглаженный бетон) с нарушением сцепления на конечном участке.

С увеличением податливости связей стыкового соединения распределение сдвигающих напряжений по длине контакта становится равномерным, без ярко выраженных пиков (рис. 3.11б), что увеличивает длину участка сдвига.

Прочность стыкового соединения на стадии расширения напрягающего бетона при установленном распределении сдвигающих напряжений следует проверять из стандартного условия:

$$\tau_{CE,j}(t) \leq \tau_{Rd,j}(t) \quad (3.51)$$

где $\tau_{Rd,j}(t)$ – сопротивление поликомпонентного контакта к моменту времени t_{st} , соответствующему стабилизации расширения;

$\tau_{CE,j}(CE)$ – расчетные средние сдвигающие напряжения, действующие в контактном соединении от расширения монолитной набетонки на анализируемом участке стыка.

С использованием предложенных зависимостей производили расчет самонапряженных опытных сборно-монолитных балок, описанных в разделе 3.3 настоящей работы. Базовые точки δ_{t1} , $\tau_{Rd,j}$ диаграммы деформирования " $\tau - \delta_t$ " принимали по результатам экспериментальных исследований стыковых соединений самонапряженных сборно-монолитных балок, описанных в [112]. Расчет производили итерационным способом с использованием ЭВМ. Базовые точки диаграмм деформирования " $\sigma - \varepsilon$ " для материалов сборной части сечения принимали по результатам испытания контрольных образцов. Результаты расчета показаны на рис. 3.15.

На основании результатов выполненного экспериментально-расчетного анализа можно сделать следующие заключения:

1. При учете нелинейной работы стыкового соединения наблюдается перераспределение сдвигающих напряжений на большую длину стыка. При этом, в зависимости от конструкции стыкового соединения максимальные сдвигающие напряжения концентрируются на концевых участках с длиной сдвига $0.5d_1 < l_{sd1} \leq 2d_1$ (где d_1 – рабочая высота сечения для сборной части).

На средней части пролета балок, имеющих искусственную шероховатость (шпонки, арматурные выпуски), влияние сдвига незначительно и при определении параметров деформированного состояния монолитной набетонки здесь допустимо рассматривать контакт как не смещаемый, принимая в расчетных формулах $k_t = 1$.

2. При проверке прочности контактного соединения к моменту стабилизации расширения (t_{st}) можно пользоваться стандартным условием (3.51):

На основании выполненного анализа на стадии самоупрочнения расчетные средние контактные напряжения могут быть определены по формуле:

$$\tau_{Sd,j(CE)} = \frac{T_{CE,j}}{A_j}, \quad (3.52)$$

где $T_{CE,j}$ – контактное усилие, вызванное расширением напрягающего бетона;

A_j – площадь сдвига контакта.

Учитывая то обстоятельство, что все усилия, действующие в составном сечении, относятся к категории внутренних и взаимноуравновешены, можно записать:

$$T_{CE,j} = N_{CE} \quad (3.53)$$

где N_{CE} – равнодействующая усилия самоупрочнения в монолитной набетонке.

С учетом (3.53) уравнение (3.52) получает вид:

$$\tau_{Sd,j(CE)} = \frac{N_{CE}}{l_{s,j} \cdot b_j} \quad (3.54)$$

где $l_{s,j}$ – длина участка сдвига, принимаемая в зависимости от конструкции стыкового соединения $0.5d_1 \leq l_{Sd1} \leq 2.0d_1$;

b_j – ширина балки в месте стыка.

3.4. Экспериментальные исследования самоупреженных сборно-монолитных элементов балочного типа

3.4.1. Методика проведения исследований

Опытные образцы. Экспериментальные исследования выполняли на сборно-монолитных балках, характеристики которых представлены в таблицах 3.5, 3.6.

На основании приведенного выше анализа при программировании исследований были приняты следующие переменные параметры, существенно влияющие на развитие процесса самоупрежения сборно-монолитных линейных элементов:

- а) марка по энергоактивности напрягающего цемента, использованного для приготовления бетонной смеси монолитной части: $C_{CE} = 2,5; 3,0; 3,5$ ($H/мм^2$);

Таблица 3.4.

Характеристики опытных балок

Серия	Характеристики напрягающего бетона			Характеристики сборного элемента			Тип контакта					
	Класс бетона С	C_{CE}	$f_{CE(то)}$ [$H/мм^2$]	Класс бетона С	армирование		W	WI	E	Aj	K	G
					продольное A_s [$см^2$]	поперечное A_{sw} [$см^2$]						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I-II	$C^{25}/_{30}$	3.0	7.5-8.0	$C^{20}/_{25}$	2.26	0.317						
III		3.5				15.0						
IV	$C^{25}/_{30}$	3.0	7.5-8.0	$C^{20}/_{25}$	2.26	0.317						
V						15.0						
VI	$C^{25}/_{30}$	2.9	7.5	$C^{25}/_{30}$	1.57	0.57						
VIII			11.0			15.0						
IX	$C^{25}/_{30}$	2.5	7.5	$C^{25}/_{30}$	1.57	0.57						
X			11.0									
XI	$C^{25}/_{30}$	2.5	18.0	$C^{25}/_{30}$	2.545	0.57						
			7.5									

Таблица 3.4 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XII			11.0			15.0						
XIII	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	6.28	1.57						
XIV		3.0				15.0						
XV	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						
XVI	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						
XVII	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						
XVIII	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						
XIX	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						
XX	C ²⁵ /30	2.5	7.5-8.0	C ²⁵ /30	2.26	0.137						
						15.0						

Примечание: В таблице приняты обозначения: С – класс бетона по прочности; C_{CE} – марка по самоупрежнему напрягающего бетона; f_{CE(t₀)} – начальная прочность напрягающего бетона на сжатие к моменту интенсивного увлажнения

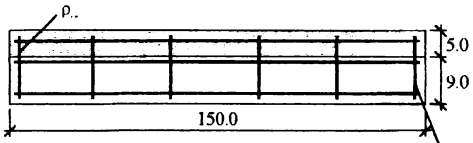
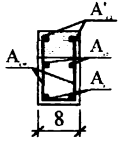
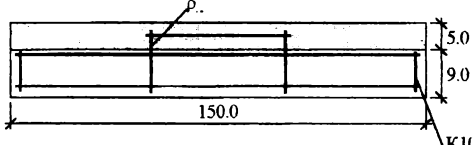
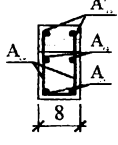
- б) компоновка составного сечения при следующих соотношениях высот монолитного бетона (h₂) к полной высоте составного сечения (h) h₂/h= 0,23; 0,3; 0,375; 0,50; 0,56;
- в) прочность на сжатие монолитного напрягающего бетона к моменту начала его интенсивного увлажнения f_{CE(t₀)}^{cube}=7,5; 11,0; 18,0 Н/мм².
- г) тип шероховатости контактной поверхности по табл. 3.5:
 - "VI" – продольная шпонка 3×3,2 см на всей длине стыка;
 - "W" – поперечные шпонки 2×4 см на длине 50 см (1/3 длины балки) в припорной зоне;
 - "G" – гладкий контакт;
 - "E" – шероховатость контактной поверхности, выполненная при помощи гранитного щебня фракции 5..10 мм, утопленного в верхнюю грань сборного элемента при его изготовлении;
 - "A" – поперечное армирование Ø 4Вр-I с шагом 150 мм на длине 50 см (1/4 длины балки на припорном участке);

Таблица 3.6.

Конструкция опытных образцов

Серия балок	Схемы армирования		Армирование		
	по длине балки	в сечении	A_s	A_{sw}	$A_{шв}$
I, II, III					
IV, V	<p>$a = 40.0$ см для балок серии IV $a = 20.0$ см для балок серии V</p>		$2 \text{ } \varnothing 12 \text{ A-III}$	$2 \text{ } \varnothing 4.5 \text{ AO STOS}$	$2 \text{ } \varnothing 4.5 \text{ AO STOS S } 15 \text{ см}$
VI, VII			$2 \text{ } \varnothing 10 \text{ A-III}$		
VIII-X			$2 \text{ } \varnothing 8 \text{ A-I}$		
XI, XII			$1 \text{ } \varnothing 18 \text{ A-III}$		
XIII-XIV			$2 \text{ } \varnothing 18 \text{ A-III}$	$2 \text{ } \varnothing 8 \text{ A-I}$	$2 \text{ } \varnothing 10 \text{ A-III S } 15 \text{ см}$

Продолжение таблицы 3.6.

Серия балок	Схема армирования		Армирование			
	по длине балки		в сечении	A ₁	A ₂	A ₃
XV, XVI, XVII	 <p>выпуски арматуры по всей длине стька $\rho_s = 0.19\%$ для серии XV; $\rho_s = 0.28\%$ для серии XVI; $\rho_s = 0.57\%$ для серии XVII.</p>			2 \varnothing 12 A-III	2 \varnothing 4.5 A0	2 \varnothing 4.5 A0
XVIII, XIX, XX	 <p>выпуски арматуры стька в средней части пролета $\rho_s = 0.19\%$ для серии XVIII; $\rho_s = 0.28\%$ для серии XIX; $\rho_s = 0.57\%$ для серии XX.</p>			2 \varnothing 12 A-III	2 \varnothing 4.5 A0	2 \varnothing 4.5 A0

"A1" – поперечное армирование \varnothing 4Вр-I с шагом 150 мм в средней части балок (в зоне максимального усилия отрыва).

"К" – балки, имевшие на концевых участках упорные консоли длиной $a = 20$ см (K1) и $a = 40$ см (K2).

Для сравнения результатов в каждой серии балок выполняли образцы-аналоги с монолитной частью из бетона на портландцементе и полностью монолитные балки.

Для определения деформаций свободного расширения в каждой серии изготавливали дополнительно балки, не имевшие сцепления монолитной набетонки со сборным элементом.

Материалы для изготовления опытных образцов. Для выполнения монолитной части сечения самоупроченных балок использовали на-

прягающий бетон, приготовленный на напрягающем цементе типа М (НЦ № 3, 4, 5, 6).

Химический и минералогический состав исходных компонентов и полученных напрягающих цементов представлены в таблицах 3.7–3.8.

Таблица 3.7.

Химический и минералогический состав исходных материалов, использованных для производства напрягающего цемента

Состав		Исходные компоненты			
		Клинкер		Глиноземистый цемент	Гипс
		1	2		
минералогический	C ₃ S	67.27	58.0		
	C ₂ S	11.14	21.0		
	C ₃ A	11.84	2.0		
	C ₄ AF	6.23	19.0		
химический	SiO ₂	21.0	22.4	6.10	7.768
	Fe ₂ O ₃	1.90	5.60	7.00	0.29
	Al ₂ O ₃	5.70	4.25	45.9	0.23
	CaO	68.7	65.4	36.3	29.56
	MgO	0.70	0.61	1.00	0.32
	SO ₃	0.60	1.20	–	41.44
	CaO _w	1.20	0.15	–	–
Обозначение напрягающего цемента		НЦ–3 НЦ–4	НЦ–5; НЦ–6	НЦ–3 НЦ–4; НЦ–5; НЦ–6	

Таблица 3.8.

Химический состав напрягающих цементов

Марка цемента	Химический состав цемента, %						
	п.п.п.	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
НЦ–3	3.3	16.55	2.65	9.23	57.78	0.56	6.12
НЦ–4	4.29	16.31	2.66	9.06	59.98	0.79	5.35
НЦ–5	4.31	16.56	2.67	9.37	58.80	0.61	4.84
НЦ–6	3.78	15.92	2.96	8.94	59.09	0.63	5.24

Основные физико-механические и технологические характеристики использованных в экспериментальных исследованиях напрягающих цементов, установленные по стандартной методике [130] приведены в таблице 3.9.

Таблица 3.9.

Основные физико-механические характеристики напрягающих цементов

Обозначение цемента	Характеристика						Удельная поверхность, см ² /г
	Свободное расширение, %	f _{CE,cr} , Н/мм ²	Прочность при сжатии, Н/мм ²		Сроки схватывания, мин		
			1 сут.	28 сут.	нач.	кон.	
НЦ-3	0.92	3.25	15.0	49.8	53	175	4088
НЦ-4	4.91	4.0	7.0	39.8	48	135	4184
НЦ-5	1.21	2.53	14.3	47.0	40	135	4338
НЦ-6	2.41	3.10	15.1	49.7	45	135	4276

Состав бетонной смеси на напрягающем цементе (см. табл. 3.10) проектировали на основании методики [117] с точки зрения достижения требуемых характеристик самоупрочнения при обеспеченной прочности на сжатие. Состав бетонной смеси для изготовления сборных элементов представлен в табл. 3.10.

Таблица 3.10.

Состав бетонной смеси (на 1 м³ бетона в сухом состоянии), использованный для изготовления сборных частей опытных балок

Элемент балки	Серия балок	Портланд-цемент [кг]	Напрягающий цемент [кг]	Щебень гранитный фракции 5÷20 мм Микашевичского карьера [кг]	Песок М _х =2.4 Сморгоньского карьера [кг]	Вода [кг]
Сборный элемент	I-V	328 (СР35)	—	1574	326	174
	VI-XIV	480 (ПЦ500-ДО)	—	1200	480	240
Монолитный	I-XIV	—	600	960	600	240

Приготовление бетонной смеси выполняли в лабораторной мешалке гравитационного действия объемом 60 литров. Уплотнение бетонной смеси осуществляли глубинными вибраторами.

Основные физико-механические характеристики бетонов, использованных для изготовления опытных балок, определенные по стандартным методикам [30] представлены в таблице 3.11, 3.12.

Таблица 3.11.

Физико-механические характеристики бетона сборных частей сборно-монолитных балок (средние значения по сериям балок)

Серия балок	Модуль упругости $E_c \times 10^{-3}$ [Н/мм ²]	Прочность [Н/мм ²]			Базовая **)	
		на сжатие		на растяжение f_{ct} *)	деформация $\varepsilon \times 10^5$	
		$f_{c,cube}$	f_c		при сжатии ε_R	при растяжении ε_{Rt}
1	2	3	4	5	6	7
I	31.17	29.52	–	2.31	–	–
II	32.25	33.40	–	2.17	–	–
III	31.30	30.27	–	2.24	–	–
IV	31.20	30.17	–	2.24	–	–
V	31.20	30.30	–	2.26	–	–
VI, VII	35.40	61.10	44.00	3.50*)	245.0	15.2
VIII–X	32.10	60.00	42.10	3.35*)	197.0	16.1
XI–XII	32.40	60.40	42.30	3.24*)	203.0	16.7
XIII–XIV	31.12	30.10	21.20	2.31*)	231.0	12.3
XV	–	21.35	15.32	1.853	–	–
XVI	–	21.30	15.30	1.742	–	–
XVII	–	29.70	21.38	2.270	–	–
XVIII	–	30.40	22.19	2.280	–	–
XIX–XX	–	41.14	29.67	2.740	–	–

Примечание: *) – Для балок серии I–V и XV–XX определена как прочность на растяжение при изгибе, для серий VI–XIV прямым растяжением

**) – Базовая деформация ε_c определена по испытанию стандартных призм на сжатие и растяжение как деформация, соответствующая пиковому значению диаграммы « σ – ε » по методике [141].

Таблица 3.12.

Физико-механические характеристики напрягающего бетона монолитных частей балок (средние значения по серии)

Серия балок	Модуль упругости $E_{CE} \times 10^{-3}$, Н/мм ²	Прочность, Н/мм ²			Самонапряжение $\sigma_{CEн}$, Н/мм ²	ϵ_{CR1}
		на сжатие		на растяжение $f_{CEн}$		
		$f_{CE, cube}$	f_{CEcm}			
1	2	3	4	5	6	7
I, II	36.58	30.50	–	2.10	2.40/2.75*	183.0
III	30.30	27.21	–	1.78	2.41/2.98	175.0
IV, V	37.21	30.21	–	2.43	1.97/2.64	202.0
VI, VII	40.10	38.50	26.9	2.80	1.61	247.0
VIII-X	39.20	37.80	28.7	2.76	1.84	240.0
XI-XII	40.00	38.70	29.0	2.76	1.89	251.0
XIII-XIV	39.30	37.70	28.4	2.76	2.40	243.0

Примечание: * перед чертой – самонапряжение определено на образцах в динамометрических кондукторах (при $\rho = 1\%$), хранившихся в условиях, соответствующих хранению балок; после черты – то же, в водных условиях (стандартные условия).

ϵ_{CR1} – базовая деформация, соответствующая пиковому значению диаграммы « σ – ϵ », установленной по испытаниям [141].

Для армирования сборных элементов использовали стали следующих классов А–I, А–III, Вр–I. Основные характеристики арматурных сталей, установленные стандартной методике [29] представлены в таблице 3.13.

Изготовление и хранение опытных балок. Монолитный бетон укладывали не ранее, чем через 50 суток после изготовления сборных частей балок. Одновременно бетонировали не менее трех сборно-монолитных балок с напрягающим бетоном и одну балку-аналог с монолитной частью из бетона на портландцементе. Через 6..24 часа снимали дополнительную опалубку с монолитного бетона, устанавливали измери-

тельные приборы и снимали первые отсчеты. Хранение балок до начала интенсивного увлажнения осуществляли под полиэтиленовой пленкой.

Таблица 3.13.

Прочностные и деформативные характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр d , мм	Предел текучести $f_{yk,m}$, Н/мм ²	Временное сопротивление f_{yo} , Н/мм ²	Модуль упругости $E_s \times 10^4$, Н/мм ²	Относительное удлинение при разрыве ϵ_s , %
A-III	18	483.30	730.8	19.76	13.20
	10	441.30	559.8	19.86	18.30
A-III 34GS	12	443.94	557.2		
Bp-I	4.0	473.30	710.3	19.37	19.20
A-II	8.0	443.00	619.3	20.34	10.74

С целью исключения влияния усадки бетона и набухания при увлажнении открытые поверхности сборных частей балок серий IX–XIV до бетонирования покрывали слоем парафина.

При достижении монолитным напрягающим бетоном требуемой начальной прочности, которую контролировали по испытаниям опытных образцов – кубов, начинали его интенсивное увлажнение. Для этого поверхность монолитных балок укрывали водоудерживающими матами и интенсивно увлажняли дважды в сутки до момента стабилизации процесса расширения, а далее до 28 суток – один раз в сутки, а с момента окончания влажного хранения до статических испытаний опытные образцы хранили в воздушно-сухих условиях.

Опытные параметры и оборудование для их регистрации. В процессе исследований регистрировали:

- продольные деформации монолитного бетона и сборного элемента не менее, чем в пяти уровнях по высоте сечения в среднем сечении и в приопорных участках на расстоянии 500 мм от торца.

Для измерения использовали переносные экстензометры Гуггенбергера на базе 250 мм и 500 мм с точностью 0,001 мм, мессуры с индикаторами часового типа ИЧ–0,001 на базе 300 мм. Кроме того, продольные деформации по высоте сечения регистрировали при помощи индикаторов ИЧ–0,01, установленных по торцам балок, и тензодатчиками омического сопротивления с базой 50 мм;

- продольные деформации арматуры в сборном элементе при помощи индикаторов часового типа ИЧ–0,01 на базе 300 мм и тензодатчиков омического сопротивления;
- выгибы и прогибы балок в трех точках по длине пролета при помощи прогибомеров Аистова ПАО–7 и индикаторов часового типа с точностью 0,01 мм;
- перемещения монолитного бетона относительно сборного элемента и их распределение вдоль стыка при помощи индикаторов часового типа с точностью 0,001 мм;
- самонапряжения в монолитном бетоне при помощи магнитоупругих датчиков напряжений [5];
- вертикальные перемещения монолитного слоя относительно сборного элемента (расслоение в средней части) с точностью 0,001 мм.

Общий вид опытных балок при хранении показан на рис. 3.15.

3.4.2. Основные результаты исследований и их анализ

Эпюры распределения продольных деформаций по высоте составного сечения в середине пролета опытных балок к моменту стабилизации процесса расширения, построенные по средним значениям для соответствующих серий опытных образцов показаны на рис. 3.16–3.18, а их величины и значения выгибов в середине пролета представлены в табл. 3.14.

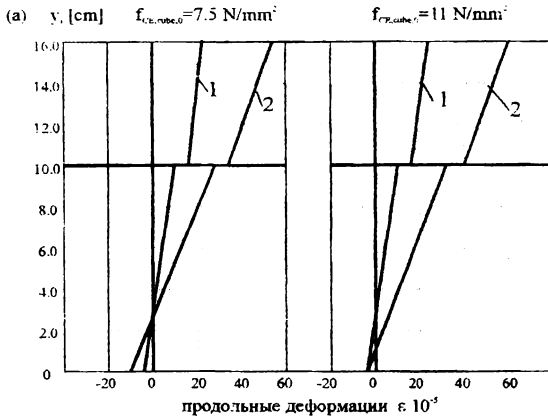
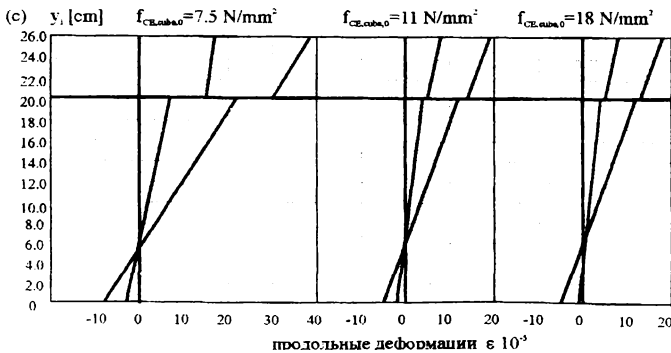
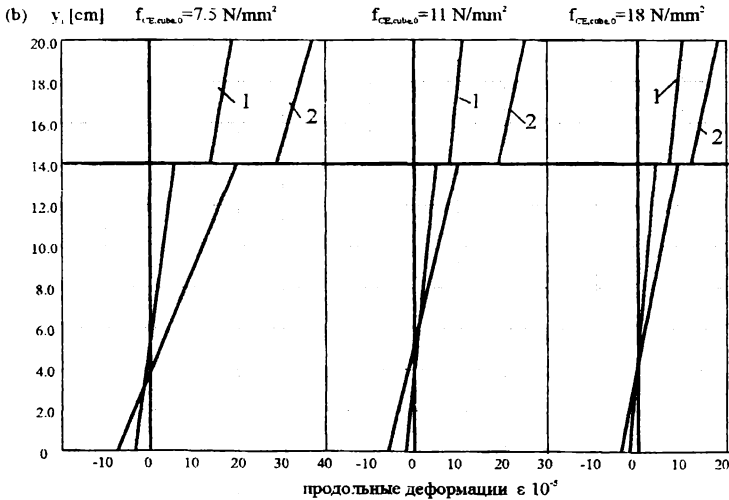


Рис. 3.16. Распределение продольных деформаций по высоте составленного сечения опытных балок в зависимости от начальной прочности к моменту увлажнения ($f_{ср,убв,0}$)

(a) - балки серии VI, VII ($h=16$)
(b) - балки серии VIII-X ($h=20$)
(c) - балки серии XI, XII ($h=26$)

1 - перед увлажнением монолитной части;
2 - к моменту стабилизации расширения.



Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона

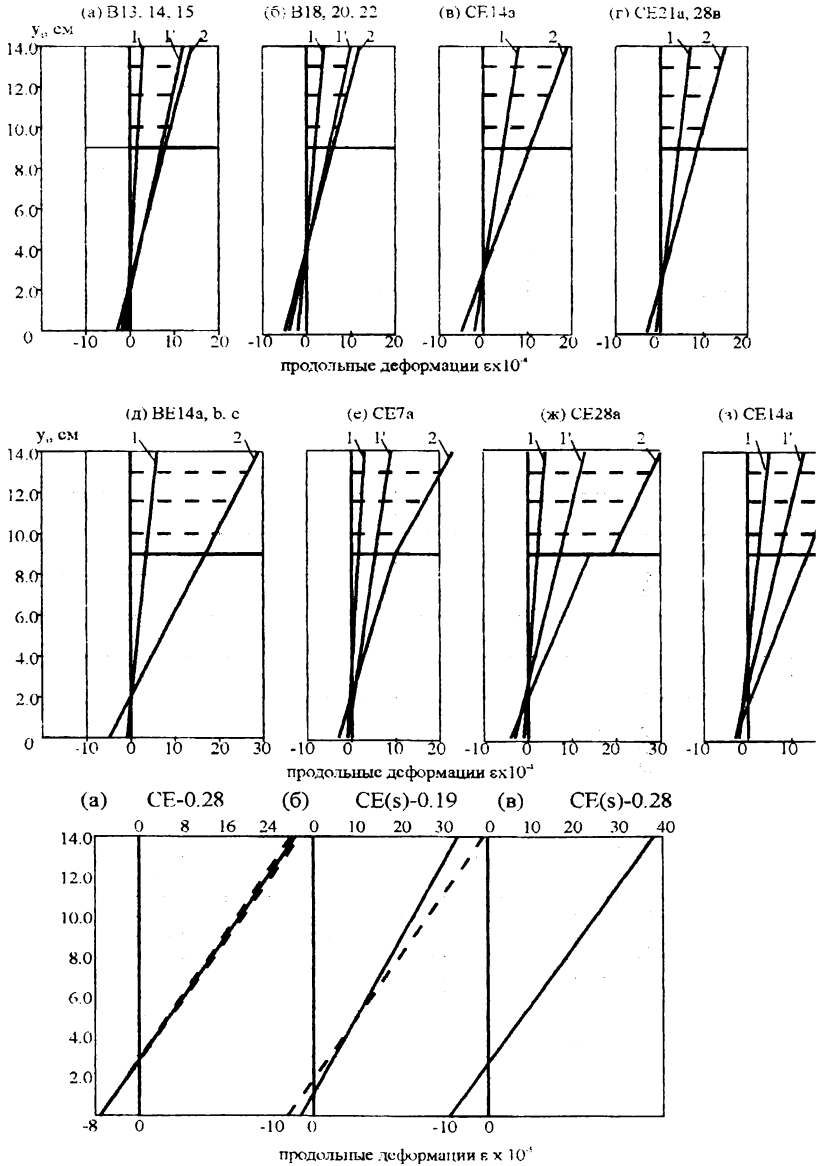


Рис. 3.17. Распределение по высоте сборно-монолитного сечения в середине балок ($h = 14$ см) продольных деформаций от расширения напрягающего бетона

Таблица 3.14.

Результаты измерений продольных деформаций и прогибов балок
к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона

Обозначение балки	Се- рия	Продольные деформации $\epsilon_i \times 10^{-4}$						Выгиб, мм		Кривизна, $\times 10^{-4}$ [1/см]	
		монолитного бетона			сборного элемента			a_{op}	среднее \bar{a}_{op}	$1/\rho_1$	$1/\rho_2$
		ϵ_{CE2}	ϵ_{CE0}	ϵ_{CE1}	ϵ_{CP2}	ϵ_{CP1}	ϵ_{CPS}				
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
CE14a	I	18.72	15.20	13.48	8.53	0.36	0.41	-2.34	-2.30	2.096	1.536 / 1.51
CE28b		13.32	11.60	9.84	6.68	-0.60	-0.57	-2.31		1.392	
CE21a		14.12	12.28	10.08	6.88	-0.76	-0.74	-2.27		1.616	
CE14b		7.76	6.48	5.16	3.76	-0.20	-0.18	-2.28		1.040	
CE28a	II	30.84	24.56	21.36	11.88	-0.212	-0.23	-3.40	-3.456	2.770	2.32 / 2.28*
CE21b		26.00	23.12	19.84	11.64	0.76	0.80	-3.42		2.050	
CE14c		28.08	24.96	21.68	12.84	0.88	0.90	-3.55		2.130	
BE14a	III	25.72	22.08	18.84	12.04	-0.20	-0.17	-3.53	-3.45	2.293	2.288 / 2.28
BE14b		25.56	21.80	19.64	14.12	-0.20	-0.17	-3.67		2.304	
BE14c		24.72	21.12	17.92	11.84	-0.21	-0.18	-3.15		2.268	
CE13	IV	15.10	12.00	8.00	6.00	-0.52	-0.11	-1.57	-1.58	1.270	1.31 / 1.24
CE14		16.20	12.84	10.84	7.50	-0.88	0.10	-1.67		1.340	
CE15		17.80	14.52	10.10	7.60	-0.91	0.07	-1.51		1.320	
CE18	V	11.50	9.16	7.00	5.10	-0.72	0.10	-1.12	-1.26	0.976	1.06 / 0.93
CE20		9.68	8.52	7.40	5.10	-0.64	0.21	-1.34		1.010	
CE22		10.48	9.08	6.88	4.72	-0.68	0.10	-1.29		1.193	
BE16-1	VI	5.20	3.79	2.38	2.27	-0.90	-	-1.20	-1.00	0.470	0.49 / 0.473
BE16-2		6.00	4.20	2.41	2.30	-0.71	-	-0.80		0.510	

Продолжение таблицы 3.14.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
BE16-3	VII	3.50	2.75	1.10	9.60	-0.03	-	-0.90	-0.856	0.400	0.37 / 0.405
BE16-4		3.30	2.65	1.27	9.70	-0.02	-	-0.81		0.338	
BE20-1	VIII**	4.00	2.805	1.61	1.53	-0.07	-	-0.48	-0.48	0.398	0.398/0.405
BE20-2	IX	2.70	2.23	1.76	1.61	-0.06	-	-0.33	-0.33	0.157	0.157/0.156
BE20-3	X	2.00	1.60	1.20	0.90	-0.03	-	-0.28	-0.28	0.133	0.133/0.132
BE26-1	XI	4.20	2.915	1.63	1.61	-0.06	-	-0.20	-0.20	0.420	0.42 / 0.10
BE26-2	XII	2.80	2.07	1.34	1.27	-0.01	-	-0.20	-0.20	0.243	0.243 / 0.15
BE30-1	XIII	4.89	3.60	2.31	2.24	-0.34	-	-1.50	-1.50	0.172	0.172/0.533
BE30-2	XIV	6.60	4.79	2.97	3.09	-0.55	-	-1.75	-1.75	0.242	0.242/0.622
CE-0.19a		3.50	2.80	2.10	2.10	-0.50	-0.30	-0.77		0.28	
CE-0.19b	XV	3.51	2.82	2.13	2.10	-0.50	-0.30	-0.77	-0.77	0.28	0.28 / 0.274
CE-0.19c		3.50	2.80	2.10	2.10	-0.64	-0.31	-0.76		0.28	
CE-0.28a		2.80	2.20	1.60	1.60	-0.79	-0.36	-0.68		0.24	
CE-0.28b	XVI	2.64	2.08	1.52	1.52	-0.479	-0.22	-0.63	-0.66	0.224	0.235/0.231
CE-0.28c		2.79	2.20	1.60	1.60	-0.80	-0.37	-0.68		0.24	
CE-0.28a		3.70	2.90	2.10	2.10	-0.90	-0.36	-0.91		0.32	
CE-0.28b	XVII	3.72	2.91	2.12	2.10	-0.91	-0.38	-0.90	-0.916	0.32	0.324/0.320
CE-0.28c		3.84	3.02	2.18	2.18	-0.87	-0.30	-0.94		0.332	
CE(S)-0.19a		3.48	2.79	2.10	2.10	-0.50	-0.31	-0.78		0.276	
CE(S)-0.19b	XVIII	3.50	2.80	2.10	2.10	-0.57	-0.30	-0.79	-0.792	0.280	0.281/0.280
CE(S)-0.19c		3.31	2.58	1.95	1.85	-0.58	-0.34	-0.81		0.228	

Продолжение таблицы 3.14.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CE(S)-0.28a	XIX	3.68	2.89	2.10	1.97	-0.88	-0.36	-0.90	-0.907	0.320	0.322/0.320
CE(S)-0.28b		3.74	2.92	2.10	2.00	-0.90	-0.31	-0.93		0.331	
CE(S)-0.28c		3.70	2.91	2.12	2.00	-0.91	-0.34	-0.89		0.316	
CE(S)-0.57a	XX	2.97	2.84	1.72	1.70	-0.74	-	-0.70	-0.704	0.250	0.251/0.260
CE(S)-0.57b		3.04	2.45	1.85	1.85	-0.78	-	-0.64		0.238	
CE(S)-0.57c		3.12	2.46	1.80	1.80	-0.74	-	-0.74		0.264	

Примечания: * под чертой – кривизна, рассчитанная из разности деформаций

$$1/\rho_1 = \frac{\varepsilon_{CE2} - \varepsilon_{CE1}}{h_2}; 1/\rho_2 = \left(\frac{\varepsilon_{CP2} - \varepsilon_{CP1}}{h_1} \right);$$

под чертой – кривизна, рассчитанная по результатам измеренных выгибов $1/\rho = \frac{8 \cdot a_{op}}{l_0^2}$

** В сериях VIII–XIV представлены усредненные результаты по испытаниям 3 балок по нашим исследованиям [141]

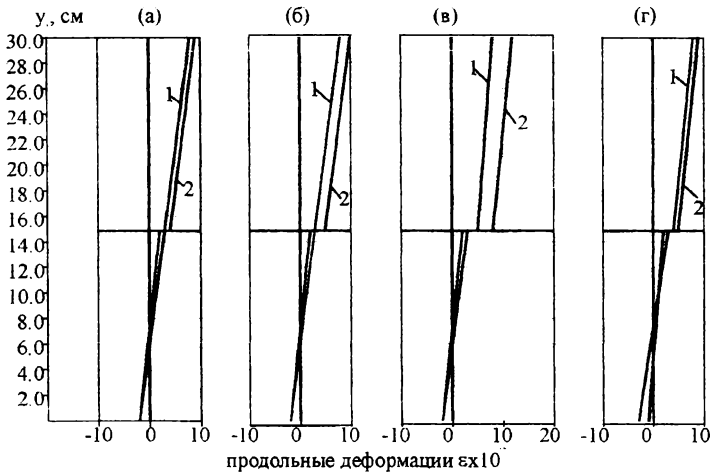


Рис. 3.18. Распределение продольных деформаций по высоте сборно-монолитного сечения в середине балки ($h = 30$ см) в зависимости от типа шероховатости стыкового соединения (а) – уплотненный щебень фракции 5..20 мм; (б) – поперечное армирование; (в) – гладкий; (г) – поперечные шпонки. 1 – перед интенсивным увлажнением; 2 – к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона.

Результаты проведенных исследований показали, что процесс самонапряжения составного сечения сборно-монолитной конструкции в начальной фазе расширения зависит от принятой конструкции стыкового соединения между монолитной и сборной частями.

Для балок, не имевших консольных упоров на концевых участках сборных элементов в начальный период твердения (через 6..12 часов после бетонирования), когда прочность монолитного напрягающего бетона незначительна, а сцепление по контакту практически отсутствовало, расширение набетонки происходило практически свободно за счет собственной влаги, полученной при бетонировании. Зафиксированные деформации монолитной части были примерно одинаковы для всех балок, объе-

диненных в опытную серию, независимо от высоты ограничивающего элемента, распределялись практически равномерно по высоте сечения, приближались по величине к деформациям свободного расширения, определенным по эталонным балкам, не имевшим сцепления монолитного бетона со сборной частью сечения (рис. 3.19).

Деформации в сборной части к этому времени зафиксированы не были. Монолитный бетон как бы "проскальзывал" по контактной поверхности сборного элемента.

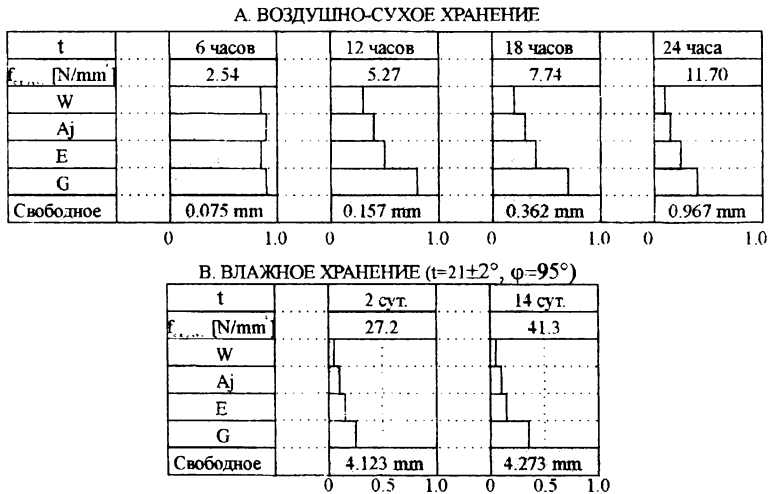


Рис. 3.19. Диаграммы, описывающие перемещения ($\Delta l_{CE,n}$) контактной грани монолитного слоя относительно верхней грани сборного элемента в сборно-монолитных балках серии XII-XIV при расширении напрягающего бетона.

Принятые обозначения типов стыка (W, Aj, E, G) (см. таблицу 3.5).

$\Delta l_{CE,n}$ – деформации свободного (неограниченного) расширения монолитного бетона в контрольных балках без сцепления монолитной и сборной частей.

С набором прочности монолитным бетоном (примерно через 18..20 часов после бетонирования) возрастало сцепление по контакту и, соответственно, возрастало ограничивающее влияние сборного элемента. Зафиксированные деформации набетонки существенно отличались от деформаций свободного расширения. На основании опытных данных, представленных на рис. 3.19 можно утверждать, что эффективная совместная работа элементов сечения начинается при прочности на сжатие монолитного бетона $f_{CE} = 5.0 \div 7.5 \text{ Н/мм}^2$. Несмотря на то, что дальнейшее расширение монолитного бетона протекало при ограничивающем влиянии сборного элемента по-прежнему наблюдали некоторое несоответствие в величине связанных деформаций расширения нижней грани монолитного слоя и верхней грани сборного элемента, возраставшее по длине от центра балки к ее концам. При этом, характер распределения сдвига по длине балки зависел от типа контакта [141].

Примерно через 18..24 часа после бетонирования установилась некоторая упругоподатливая связь по контакту между сборной и монолитной частями, позволяющая с одной стороны все еще "сдвигаться" монолитной части, а с другой - вовлечь в работу в качестве ограничения сборный элемент. В зависимости от условий опыта это явление либо интенсивно затухало при последующем наборе прочности без дополнительного увлажнения (для балок, увлажненных при $f_{CE,ow} = 11; 18 \text{ Н/мм}^2$) либо проявлялось при последующем увлажнении еще в течение 1–2 суток (балки, увлажненные при $f_{CE,ow} = 7,5 \text{ Н/мм}^2$), после чего монолитная и сборная части сечения деформировались совместно. Величины достигнутого сдвига к моменту стабилизации расширения в зависимости от условий опыта представлены на диаграмме (см. рис. 3.19).

При дополнительном увлажнении напрягающего бетона наблюдали интенсификацию процесса расширения. По показаниям измерительных приборов к этому времени приращение деформаций контактных граней

монолитной и сборной частей были равны, т.е. сборная часть следовала за деформациями расширения напрягающего бетона.

По мере вовлечения в совместную работу сборного элемента, как ограничивающей связи, деформации расширения по высоте сечения монолитного бетона распределялись неравномерно – верхняя грань максимально удаленная от контакта деформировалась более свободно, нежели нижняя, связанная по контакту (см. рис. 3.16–3.18). В результате возрастала кривизна сечения, балки теряли прямолинейность и получали выгибы (рис. 3.20). Следует отметить, что неравномерность в распределении деформаций по высоте сечения, а следовательно и кривизна, возрастали по мере увеличения в составном сечении доли монолитного напрягающего бетона (рис. 3.16–3.18). Как было показано в разделе 3.3 по мере уменьшения изгибно-осевой жесткости сборного элемента наблюдается с одной стороны уменьшение площади "условного" армирования, описывающего ограничивающее влияние сборного элемента, а с другой – возрастание его эксцентриситета относительно центра тяжести приведенного сечения. Продольные деформации по высоте монолитного слоя и всего составного сечения распределялись практически линейно (см. рис. 3.16–3.18), т.е. выполнялась гипотеза плоских сечений. Зафиксированная кривизна монолитного слоя и сборного элемента были практически одинаковы (см. табл. 3.14), что указывает на совместную работу элементов составного сечения при расширении без расслоения (отрыва) по контакту.

Стабилизация процесса расширения напрягающего монолитного бетона наступала как правило на 7..10 суток после бетонирования монолитного слоя.

В результате совместного деформирования сборный элемент подвергался внецентренному растяжению, воздействуя, в свою очередь, на монолитную набетонку и вызывая в ней самонапряжение. Усредненные опытные значения самонапряжений в монолитном бетоне при расшире-

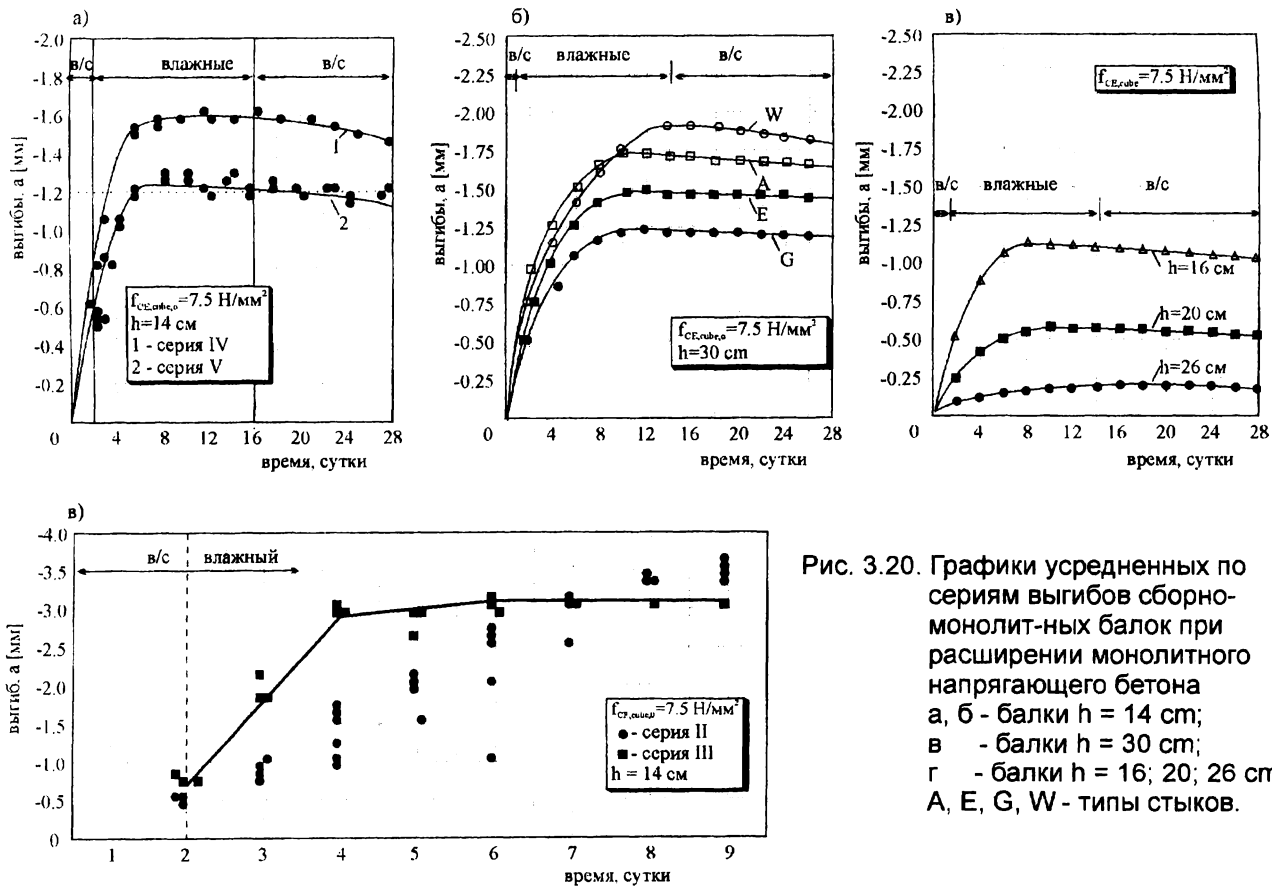


Рис. 3.20. Графики усредненных по сериям выгибов сборно-монолит-ных балок при расширении монолитного напрягающего бетона
 а, б - балки $h = 14 \text{ см}$;
 в - балки $h = 30 \text{ см}$;
 г - балки $h = 16; 20; 26 \text{ см}$;
 А, Е, G, W - типы стыков.

нии, установленные по результатам испытаний балок для каждой опытной серии представлены в таблице 3.15.

В элементах, имевших на концевых участках опорные консоли, взаимодействие монолитного бетона и сборного элемента происходило в целом по той же схеме. Основное различие наблюдали на начальной стадии расширения. В этом случае взаимодействие сборного элемента и монолитного бетона начиналось практически сразу же после бетонирования, т.к. отсутствовали условия для взаимного смещения слоев.

Таблица 3.15.

Средние самонапряжения в монолитном бетоне,
определенные по результатам испытаний опытных балок

Серия балок	Кривизна $\psi_{CE,2} \times 10^{-4}$ [1/см]	Измеренная величина самонапряжения $f_{с\text{срм}}$ Н/мм ²	Экспериментально-расчетное усилие $T_{CE,J}$ в стыке, кН	Среднее самонапряжение, Н/мм ²		Процент «условного» армирования $\rho_{f,**}$, %
				$\sigma_{CE0}(1)^*$	$\sigma_{CE0}(2)$	
1	2	3	4	5	6	7
I	1.536	2.40	9.84	2.46	2.47	0.97
II	2.320	2.41	9.97	2.49	2.04	0.72
III	2.288	2.41	9.89	2.47	2.09	0.77
IV	1.310	1.97	8.78	2.19	2.37	1.12
V	1.060	1.97	8.91	2.23	2.54	1.21
VI	0.490	1.61	12.74	2.12	1.92	1.85
VIII	0.398	1.84	14.97	2.49	2.34	2.51
XI	0.243	1.89	15.01	2.30	2.23	3.01
XIV	0.242	2.40	19.21	1.28	1.33	1.21

Примечание: * Самонапряжение $\sigma_{CE,0}(1)$ в графе 6 определено по формуле $\sigma_{CE,0}(1) = N_{CE}/A_{c2}$
 Самонапряжение в графе 7 определено по зависимости $\sigma_{CE,0}(2) = 0.0085(f_{CE,n})^{1.25} (1/\varepsilon)^{0.25} \sigma_{CE,n}$.
 ** Процент "фиктивного" армирования определяли по графической зависимости рис.

Таким образом, в зависимости от конструкции контакта деформирование составного сечения может проходить следующим образом:

- а) при "жестком" стыковом соединении прирост вынужденных деформаций сборного элемента по контактной поверхности соответствует приросту деформаций расширения монолитного напрягающего бетона (см. рис. 3.19, типы "К", "W");
- б) при податливой или "упругоподатливой" конструкции контакта расширение напрягающего бетона сопровождается перемещением или "проскальзыванием" его относительно контактной поверхности сборного элемента на концевых участках, что следует из разницы деформаций, фиксируемых по прогибам, установленным в торцах балок. При этом, эффект проскальзывания носит затухающий характер (см. рис. 3.9), проявляется только в начальной фазе твердения и стабилизируется через 1..2 суток после бетонирования монолитной части.

В отличие от традиционных сборно-монолитных конструкций, где перемещения по контакту носят необратимый характер и сопровождаются расслоением (нарушение континуальности по высоте сечения), зафиксированные в проведенных исследованиях перемещения набетонки не привели к нарушению сцепления по контакту в конечной фазе расширения, что было подтверждено дальнейшими статическими испытаниями.

При анализе работы "податливых" стыков, характеризующихся нелинейной работой на стадии расширения, следует обратиться к основным положениям теории расширения напрягающих цементов, изложенных в главе 1.

При сбалансированных процессах набора прочности и расширения напрягающего цемента внешнее проявление деформаций напрягающего бетона соответствует участку II структурных кривых, показанных на рис. 1.3, когда структура обладает некоторой начальной прочностью. Расширение на этом этапе связано как с образованием, так и разуплотнением структуры, а следовательно и частичным разрушением формирующихся

не прочных связей по контакту. Такой характер развития расширения создает условия, при которых в начальной фазе твердения набетонки наблюдается взаимный сдвиг. На участке III структурной кривой (см. рис. 1.3) преобладающим становится процесс набора прочности и, соответственно, восстановления разрушенных структурных связей при дальнейшей гидратации исходной портландцементной составляющей. Из этого следует, что при применении правильно запроектированных составов напрягающего цемента (со сбалансированным расширением и кинетикой набора прочности) всегда существуют условия, при которых нарушенная в начальной фазе расширения связь по контакту после завершения процесса будет полностью восстановлена.

При испытаниях на растяжение стыковых соединений емкостных сооружений согласно данным работ [16, 34, 35] трещинообразование и разрушение неармированного контакта происходило при напряжениях равных или больших, чем величина зафиксированного самонапряжения. Это позволило утверждать о повышенной "склеиваемости" (адгезии) напрягающего бетона и учесть этот эффект в расчетных зависимостях по оценке трещиностойкости самонапряженных стыков [35].

Микроскопическими исследованиями [203, 300] установлено, что при расширении бетона в условиях ограничения не только продольных, но и поперечных деформаций расширения (например при использовании арматуры в стыке) вновь образующие кристаллы гидросульфоалюмината кальция (этtringита) прорастают в структуру "старого" бетона сборного элемента, как бы сшивая части сечения по контакту.

Поэтому при оценке влияния типа стыкового соединения на величину достигаемого самонапряжения следует выделить начальную фазу расширения, когда наблюдается "проскальзывание" монолитного бетона по поверхности сборного элемента, что ведет, в случае неармированной набетонки, к неэффективному использованию энергии расширения, а как следствие и к потерям самонапряжения в приопорных зонах конструкции. Кроме того, при

использовании высокоактивных составов напрягающих бетонов ($C_E > 4,0$) в линейных балочных элементах, где площадь контакта ограничена шириной верхней грани сборной балки появляется опасность не столько сдвига по контакту, но и, главным образом, отрыва в средней части сечения. Для таких элементов рекомендуется устраивать армированный контакт в средней части по длине пролета балки независимо от того, что условия прочности контакта на сдвиг концевых участков обеспечены.

На основании проведенных исследований, а также работы [141, 151] при расчете величины усилия самонапряжения в монолитном напрягающем бетоне, по упрощенным зависимостям (3.36)..(3.41) влияние жесткости стыкового соединения предлагается корректировать введением понижающего коэффициента K_j , учитывающего тип конструктивного решения стыкового соединения. Значения коэффициента K_j с некоторым обоснованным запасом могут быть назначены:

- при устройстве поперечного армирования стыка, либо поперечных шпонок на всей длине стыка, либо их комбинации $K_j = 0,95$;
- при устройстве искусственной шероховатости на плоском неармированном стыке, характеризующейся глубиной выступов-впадин $\delta^{\min} \geq \pm(20 \pm 5)$ мм на всей площади контакта $K_j = 0,90$;
- при устройстве гладких плоских неармированных стыков с естественной шероховатостью $K_j = 0,80$.

Как показали исследования, на величину достигаемого самонапряжения и характер деформирования сечения существенное влияние оказала прочность напрягающего бетона к моменту начала его интенсивного увлажнения. Так в балках опытных серий (см. табл. 3.5), увлажненных при нижнем уровне прочности на сжатие $f_{CE,ow}(t) = 7,5..8,2$ Н/мм² величина зафиксированных деформаций превышала деформации балок тех же серий при верхнем уровне прочности $f_{CE,ow}(t) = 18,0$ Н/мм²) в среднем в 1,5 раза. Объяснение наблюдавшемуся эффекту с точки зрения развития

процесса самонапряжения было дано в главах 1 и 2. При этом следует отметить, что увлажнение напрягающего бетона в раннем возрасте, приведшее к развитию значительных по величине деформаций расширения не вызвало нарушения сплошности стыкового соединения.

Вместе с тем, в опытных балках, увлажненных при начальной прочности $f_{CE,ow}(t) = 7,5 \text{ Н/мм}^2$, деформации верхней грани сборной части достигали значительных величин (см. табл. 3.14), что уже к 6–8 суткам влажного хранения привело к образованию в них трещин. Ширина раскрытия верхних трещин достигала $W_k = 0,2..0,75 \text{ мм}$, в то время как для балок, увлажненных при начальной прочности монолитного бетона $f_{CE,0}(t) = 11; 18 \text{ Н/мм}^2$, повреждений и разрушений монолитного контакта и трещинообразования сборного элемента не регистрировали.

Таблица 3.16.

Величины деформаций начального сдвига монолитного бетона в зависимости от его начальной прочности монолитного бетона и типа контакта

Условия опыта	Среднее по серии значение начального сдвига $\Delta l \times 10^{-2}$, мм		
	Начальная прочность, МПа		
Тип контакта	7.5	11.0	18.0
Шпонки (ш)	8.0 [*]	8.0	8.0
	12.5	8.0	8.0
Утопленный щебень (щ)	10.0	10.0	12.0
	14.0	12.0	12.0
* числитель – до увлажнения монолитного бетона; знаменатель – то же, после завершения расширения.			

Для балок, увлажненных при $f_{cd,CE(t_0)} = 7,5 \text{ Н/мм}^2$, был зафиксирован дополнительный сдвиг, составляющий до 30 % от полного (табл. 3.16). Таким образом, величина начальной прочности ($f_{cd,CE(t_0)}$) и тип контакта должны рассматриваться при разработке конструкции в совокупности, при которой начинают интенсивное увлажнение.

Такой подход позволяет проектировать стыковое соединение (стыки трения) с точки зрения оптимального использования энергии расширения напрягающего бетона и получения выгодного напряженно-деформированного состояния составного сечения. Так, для плитных конструкций, где площадь контакта достаточно развита, оптимальным, очевидно, следует считать неармированный стык с искусственной шероховатостью (например, утопленным в поверхность сборного элемента щебнем). При этом, для достижения значительных деформаций расширения следует начинать интенсивное увлажнение монолитной части при начальной прочности $5,0 \leq f_{CE,w} \leq 7,5 \text{ Н/мм}^2$ [141].

С целью исключения потерь самонапряжения при начальном сдвиге рекомендуется размещать в монолитном бетоне конструктивное ограничивающее армирование $\rho_{l,\min} \leq 0,15 \%$.

Следует отдельно остановиться на анализе балок серий IV, V, в которых на концевых участках были выполнены консольные упоры, а монолитный бетон располагался в виде активных вставок. При расширении монолитного бетона, в силу принятой конструкции стыка, условия для взаимного смещения отсутствовали и совместное деформирование сечения наблюдалось уже через 4..6 часов после укладки монолитного бетона. В балках, где был использован активный напрягающий бетон ($C_E > 3,5 \text{ Н/мм}^2$) наблюдали не только характерные трещинообразование на верхней грани сборного элемента, но и отрыв монолитного слоя по контакту (балки данной серии были исключены из последующего анализа).

Вместе с тем, в балках с "жесткой" связью, в которых не происходило расслоение по контакту, в процессе расширения наблюдали значительные выгибы (см. табл. 3.14), что явилось следствием как снижения изгибно-осевой жесткости сборного элемента при его активном трещинообразовании, так и благоприятными условиями для полной реализации энергетических возможностей напрягающего бетона.

Таким образом, при использовании напрягающего бетона для монолитной части сборно-монолитной линейной конструкции при проектировании следует рассматривать в совокупности все конструктивно-технологические факторы, влияющие на достигаемое исходное напряженно-деформированное состояние составного сечения при расширении (энергоактивность напрягающего бетона, компоновку сечения, тип контактной поверхности, условия хранения монолитного бетона).

3.4.3. Сопоставление опытных данных с результатами расчета

Сопоставление опытных и расчетных характеристик, описывающих деформированное состояние составного сечения на стадии расширения монолитной набетонки производили по двум главным показателям:

1. продольной деформации сборного элемента на уровне плоскости контакта $\varepsilon_{cp,2}$;
2. кривизне составного сечения $\Psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE}$.

Имея эти две базовые характеристики, расчет напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона не представляет сложностей. Деформация на уровне любой фибры по высоте сечения может быть определена пользуясь гипотезе плоских сечений (что подтверждено опытным путем) по формуле:

$$\varepsilon_{c,m(n)} = \varepsilon_{cp,2(CE,1)} + \Psi_{CE} \cdot y_{m(n)} \quad (3.69)$$

где: $\varepsilon_{cp,2(CE,1)}$ – продольная деформация сечения на уровне плоскости контакта;

$y_{m(n)}$ – координата рассматриваемой фибры по высоте сечения относительно оси, размещаемой в плоскости контакта;

$\Psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE}$ – кривизна составного сечения к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона.

Усилия самонапряжения в монолитном напрягающем бетоне могут быть определены из решения системы уравнений:

$$\begin{Bmatrix} N_{CF} \\ M_{CE} \end{Bmatrix} = [B]_1 \begin{Bmatrix} \varepsilon_{cp,2} \\ \psi_{CE} \end{Bmatrix} \quad (3.70)$$

где: $[B]_1$ – матрица мгновенной жесткости для сборной части сечения, элементы которой рассчитываются с учетом геометрии сечения и уровня нагружения бетона сборного элемента с использованием идеализированных диаграмм деформирования для материалов.

При определении продольных деформаций и кривизн по формулам (3.30) и (3.31) величину «условного» армирования и его эксцентриситет определяли по формулам (3.16)..(3.23) при "точном" и по формулам (3.36)..(3.41) при "упрощенном" способах расчета. Величину расчетного самонапряжения монолитного бетона принимали по результатам, полученным при испытаниях опытных образцов, хранившихся в условиях, аналогичных хранению балок. Сравнительные данные по величине продольных деформаций и кривизн для испытанных серий балок представлены в табл. 3.17.

Как видно из сравнительных данных, представленных в табл. 3.17, предложенная методика расчета дает достаточно хорошее совпадение с результатами опытов ($(\varepsilon_{cp,2(ex)}/\varepsilon_{cp,2(cal)})_m = 1.093$ при $V_x=1.97\%$; $(\psi_{CE(ex)}/\psi_{CE(cal)})_m = 1.1$ при $V_x=1.42\%$).

3.5. Определение дополнительных усилий от длительных процессов в сборно-монолитной самонапряженной конструкции

3.5.1. Параметры усадки и ползучести для напрягающего бетона

В конструкциях из напрягающего бетона, эксплуатирующихся в условиях высокой влажности, самонапряжение практически не изменяется [78]. Однако, самонапряженные конструкции в большинстве случаев нахо-

Таблица 3.17.

Сопоставление опытных и расчетных значений продольных деформаций и кривизн для составного сечения

Серия балок	Среднее значение показателя					
	Продольная деформация на уровне контакта $\varepsilon_{\text{ср},2} \times 10^4$			Кривизна составного сече- ния $\Psi_{\text{CE}} = \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{CE}} \times 10^4 \text{ см}^{-1}$		
	опыт $\varepsilon_{\text{ср},2(\text{ex})}$	расчет $\varepsilon_{\text{ср},2(\text{cal})}$	$\frac{\varepsilon_{\text{ср},2(\text{ex})}}{\varepsilon_{\text{ср},2(\text{cal})}}$	опыт $\Psi_{\text{CE}(\text{ex})}$	расчет $\Psi_{\text{CE}(\text{cal})}$	$\frac{\Psi_{\text{CE}(\text{ex})}}{\Psi_{\text{CE}(\text{cal})}}$
1	2	3	4	5	6	7
I	7.36	6.59/7.01	1.12/1.05	1.536	1.47	1.063
II	12.12	11.51/12.07	1.05/1.01	2.32	1.98	1.17
III	12.67	11.51/12.07	1.10/1.05	2.288	1.98	1.16
IV	7.03	6.07/6.54	1.16/1.075	1.31	1.20	1.092
V	4.97	5.37/5.43	0.92/0.915	1.06	0.987	1.074
VI	2.28	2.03/2.17	1.123/1.05	0.49	0.45	1.088
VII	9.65	8.97/9.21	1.07/1.047	0.37	0.35	1.057
VIII	1.53	1.27/1.31	1.24/1.17	0.398	0.324	1.228
IX	1.61	1.47/1.51	1.09/1.06	0.157	0.15	1.046
X	0.90	1.2/1.2	0.75/0.75	0.133	0.121	1.099
XI	1.61	1.14/1.27	1.41/1.27	0.22	0.20	1.10
XII	1.27	1.14/1.14	1.11/1.11	0.143	0.137	1.043
XIII	2.24	1.97/1.97	1.137/1.137	0.172	0.112	1.536
XIV	3.09	2.21/2.21	1.398/1.398	0.242	0.247	0.979
XV	1.60	1.32/1.48	1.212/1.08	0.266	0.247	1.076
XVI	2.10	1.67/1.83	1.26/1.15	0.278	0.264	1.053
XVII	2.00	1.67/1.83	1.197/1.092	0.322	0.281	1.145
XVIII	2.40	1.67/1.83	1.44/1.31	0.284	0.281	1.01
XIX	1.73	1.48/1.81	1.17/0.96	0.263	0.272	0.967
XX	2.17	1.67/1.83	1.299/1.185	0.311	0.272	1.143

Примечание: перед чертой – значения продольных деформаций и кривизн, рассчитанные по "упрощенной" методике по формулам (3.36)..(3/41), после черты – то же по "точной" методике по формулам (3.16)..(3.23)

дятся в таких условиях, как правило, только короткий период времени (период развития процесса расширения при твердении).

В условиях низкой и средней относительной влажности (RH от 30 до 60 %) напрягающий бетон, как и традиционные бетоны, претерпевает усадку, что ведет в первую очередь к потерям самоупрежания. Исследованиями [17, 78] показано, что величина деформаций усадки напрягающего бетона зависит главным образом от следующих факторов: количества (расхода) напрягающего цемента в составе бетонной смеси, коэффициента армирования и его размещения в сечении. На рис. 3.21 показано изменение самоупрежания в напрягающем бетоне на цементе типа "М" при различных его расходах в составе бетонной смеси и переменных условиях хранения в течение 160 суток [78], а на рис. 3.22 представлены результаты исследований [217], касающиеся дорожных плит, эксплуатировавшихся в натуральных условиях в течение 10 лет.

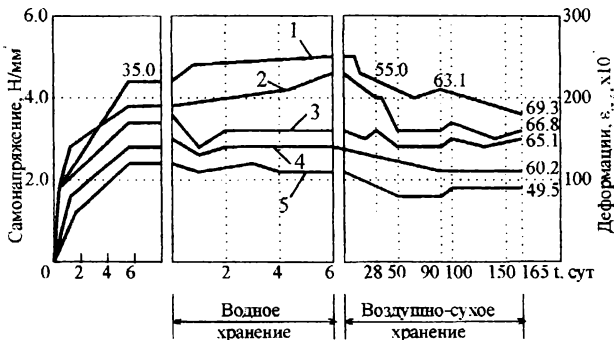


Рис. 3.21. Изменение самоупрежания в напрягающем бетоне на цементе типа "М" различной энергоактивности при изменении условий хранения согласно [78].

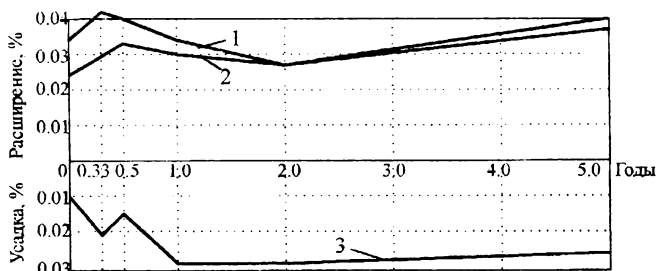


Рис. 3.22. Изменение деформаций железобетонной дорожной плиты, выполненной из напрягающего бетона на цементе типа "К" (1, 2) и портландцементе (3) в течение 5 лет наблюдений [217].

В отличие от традиционных бетонов, усадка напрягающего бетона развивается после того, как было достигнуто начальное расширение на стадии твердения. При этом, величина деформаций усадки существенным образом, помимо факторов, учитываемых для традиционных бетонов, зависит от условий, в которых происходило расширение и формирование структуры (связанное и свободное расширение). Для бетонов низкой и средней энергоактивности (C_E 1.0÷1.6) это влияние менее ощутимо, чем для бетонов $C_E > 2.0$.

В этом случае величину деформаций усадки следует принимать по испытаниям образцов, твердевших в ограниченных условиях. В табл. 3.18 приведены опытные данные деформаций полной усадки напрягающего бетона, твердевшего в ограниченных условиях при эквивалентном $\rho = 1\%$ в зависимости от расхода цемента и влажности среды, полученные в исследованиях [78].

Следует напомнить, что расход цемента в напрягающем бетоне определяют с учетом дополнительного требования – обеспечения требуемого самонапряжения. Поэтому этот показатель, как правило, превышает расход вяжущего для бетона на ПЦ. При применении напрягающих цементов НЦ–20 и НЦ–40 расход их находится в пределах 500..625 кг/м³.

Исходя из этого, граничные значения полной усадки напрягающего бетона при эксплуатационной влажности RH 50÷70 % находятся в пределах $\epsilon_{sh,CE} = (70\div 110)\times 10^{-5}$.

Таблица 3.18.
Деформация полной усадки напрягающего бетона [78]

Расход напрягающего цемента на 1 м ³ бетонной смеси, кг	Полная усадка бетона $\epsilon_{sh,CE}\times 10^5$, при RH, %				
	95	90	70	50	30
375	10	30	60	90	120
500	15	35	70	100	140
625	20	40	80	110	150
750	25	70	95	120	170
1000 (бетон)	30	85	105	125	200
1000 (раствор)	35	100	120	150	220

Несколько иначе развивается усадка в двухосно армированных самоупроченных элементах. Из анализа данных исследований [73] следует, что для активных напрягающих бетонов самоупрочение полностью компенсируется усадкой как при одноосном, так и при двухосном армировании только при достаточно высоком проценте ограничивающего армирования. Если в бетоне с расчетным самоупрочением $f_{CE,d} = 2.0 \text{ Н/мм}^2$ и при одноосном армировании $\rho_1 = 1 \%$ развитие усадки приводит в сухих условиях хранения к практически полной потере самоупрочения, то в двухосно ограниченных образцах аналогичные потери могут быть достигнуты только при $\rho_{11} = \rho_{12} = 3.64 \%$. По мере возрастания энергоактивности напрягающего цемента, использованного для приготовления бетона, в условиях одноосного ограничения расширения, предельное значение процента армирования ρ_1 (при котором усадка полностью компенсирует самоупрочение) изменяется в пределах 2.32÷2.4 %. В двухосно ограниченных элементах в этом интервале изменения армирования потери самоупрочения

жения до нуля не наблюдаются даже при самых неблагоприятных условиях эксплуатации (рис. 3.23а, б).

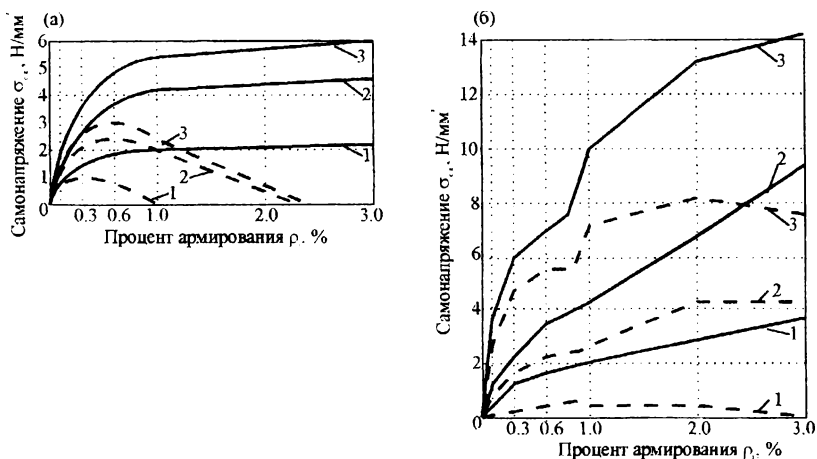


Рис. 3.23. Самонапряжение и его потери от усадки в зависимости от процента армирования в одно- (а) и двухосно ограниченных (б) элементах при различной энергоактивности примененного НЦ согласно [73]

1, 2, 3 – соответственно напрягающий цемент с $\varepsilon_{св,CE} = 0.2; 0.9; 2.3 \%$.

- – самонапряжение к моменту стабилизации расширения (28 суток в водной среде);
- - - - - – самонапряжение после 180 суток хранения в воздушно-сухих условиях.

На основании проведенных исследований [73, 78, 128] в зависимости от условий эксплуатации конструкции и марки напрягающего бетона по самонапряжению рекомендовано принимать величины полной деформации усадки для напрягающих бетонов по табл. 3.19.

Чтобы рассчитать потери от ползучести бетона под действием нагрузки, необходимо каждый раз конкретно рассматривать как приложена нагрузка и приводит ли она во времени к увеличению или снижению само-

напряжения. Ползучесть напрягающего бетона с расходом цемента 500 кг/м³ была подробно изучена в работах [78, 128]. В табл. 3.20 приведены деформации ползучести при различных уровнях нагружения σ_c/f_{ck} при расходе цемента 500 кг/м³.

Таблица 3.19.

Величины полных усадочных деформаций для напрягающего бетона согласно [110]

RH сре ды, % %	Относительная деформация полной усадки ($\epsilon_{sh,CE} \cdot 10^6$) в зависимости от проектной марки по самоупрочению напрягающего бетона									
	Бетоны на НЦ-20					Бетоны на НЦ-40				
	C _E 0.6	C _E 0.8	C _E 1.0	C _E 1.2	C _E 1.5	C _E 1.2	C _E 1.5	C _E 2.0	C _E 2.5	C _E 3.0
95	10	13	17	20	24	10	12	17	20	24
90	30	33	37	40	60	30	32	37	40	60
70	60	66	74	80	90	60	64	74	80	90
50	90	96	105	110	118	90	92	105	110	118
30	120	130	144	150	165	120	130	144	150	165

Примечания:

1. При переменных условиях относительной влажности в течение периода эксплуатации значения в таблице следует умножать на поправочный коэффициент 0.8.
2. При двух- и трехосном ограничении деформаций значения, представленные в таблице следует умножать на поправочный коэффициент 0.6.
3. Напрягающий бетон C_{CE} 2.0 следует применять при эксплуатации конструкций во влажных условиях.
4. При эксплуатации конструкций в водных условиях потери от усадки допускается не учитывать.

На основании исследований [78, 128], расчетное значение базового коэффициента ползучести $\varphi(\infty, \tau_0)$ для напрягающих бетонов может быть определено по мультипликативной модели:

$$\varphi(\infty, \tau_0) = [\varphi_n(\infty, \tau_0) \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(\tau_0) \cdot \beta_H \cdot \beta_{RH}] \quad (3.71)$$

где $\beta(f_{cm})$, $\beta(\tau_0)$, β_H , β_{RH} – коэффициенты, учитывающие отклонения действующих условий работы бетона в конструкции от

принятых средних условий работы бетона, определяемых по табл. 3.21.

Таблица 3.20.

Полная ползучесть напрягающих бетонов
с расходом цемента 500 кг/м³ согласно [78]

RH, %	Полная ползучесть $\epsilon_{cs} \times 10^5$ при интенсивности σ_c/f_{ck}						
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
95 или в воде	50	70	100	140	170	220	280
90	60	80	115	160	190	260	350
70	80	110	160	210	260	370	500
50	110	160	220	280	340	460	600
30	130	200	270	350	420	550	700

Примечание: Чтобы определить величину полной ползучести при других расходах НЦ, необходимо внести поправку пропорционально расходу вяжущего.

Таблица 3.21.

Значения коэффициентов β_1 согласно [113]

Условия эксплуатации конструкции	Значения коэффициентов β_1						
Относительная прочность бетона в момент приложения нагрузки $f_{ck,CE}(\tau_0) / f_{ck,CE}$ $\beta(f_{cm})$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1.0	
	1.71	1.57	1.43	1.29	1.14	1	
Время от момента нагружения Δt $\beta(t_0)$	≤ 28	45	60	90	≥ 180		
	1.0	0.86	0.79	0.71	0.60		
Относительный радиус сечения h_0 (см) β_H	≤ 2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	≥ 25.0	
	1.0	0.9	0.76	0.66	0.60	0.55	
Относительная влажность RH, % β_{RH}	20	50	60	70	80	90	
	1.77	1.31	1.15	1.0	0.85	0.70	

Примечание: при $t \leq 28$ суток принимают значения $\beta(f_{cm})$ при $(\beta_{t_0}) = 1$; при $t > 28$ суток принимают значения $\beta(t_0)$ при $\beta(f_{cm}) = 1$.

Нормативное значение коэффициента ползучести для напрягающего бетона согласно [113]:

$$\varphi(\infty, \tau_0) = k_{RH} \frac{W}{C} \gamma \cdot E_{cm,CE} \quad (3.72)$$

где C – класс напрягающего бетона по прочности на сжатие;

W – количество воды в бетонной смеси на 1 м^3 ;

$\gamma = \frac{0.18}{0.18 + \alpha}$ – коэффициент, учитывающий влияние максимального

значения самоупругения на величину деформаций ползучести;

здесь $\alpha = \frac{\sigma_{CE}^{\max}}{f_{ck,CE}}$;

где σ_{CE}^{\max} – максимальное самоупругение в конструкции, Н/мм^2 ;

$f_{ck,CE}$ – нормативное (характеристическое) значение прочности на сжатие напрягающего бетона (Н/мм^2) к моменту стабилизации расширения;

$k_{RH} = 2.0 - 0.02RH$ – коэффициент, учитывающий относительную влажность окружающей среды.

В анализируемый момент времени t коэффициент ползучести может быть определен из выражения:

$$\varphi(t, \tau_0) = \varphi(\infty, \tau_0) \frac{\Delta t}{a_n + \Delta t} \quad (4.90)$$

где Δt – интервал времени от момента приложения постоянной нагрузки;

a_n – параметр, описывающий скорость нарастания ползучести во времени. В расчетах среднее значение может быть принято $a_n = 40$ суток.

3.5.2. Расчет усилий от усадки и ползучести

При формулировании основных положений по расчету дополнительных усилий от действия длительных процессов (усадки и ползучести) были приняты следующие допущения, существенно не влияющие на точность расчетов:

1. Сечение, плоское до деформирования основными и дополнительными усилиями, остается плоским (гипотеза плоских сечений).
2. К моменту укладки монолитного бетона усадочные деформации сборного элемента полностью не закончены.
3. Стыковые соединения допускают неупругие смещения монолитного бетона относительно сборного элемента.
4. Усадка монолитного бетона развивается в связанных условиях.
5. Деформации ползучести монолитного и сборного бетонов согласно [27, 177, 184, 185, 196, 281] следуют линейному закону.
6. Процессы усадки и роста во времени модулей упругости, как и функции ползучести, подчиняются экспоненциальному закону [184, 185, 210, 224, 237, 287].
7. Монолитный бетон в растянутой зоне сечения не исключается из работы на растяжение вплоть до образования первых трещин в бетоне сборного элемента.

Для определения деформаций бетона, подвергнутого действию медленно асимптотически возрастающим или убывающим (рис. 3.24) нагрузкам, принято основное конститутивное уравнение в виде, предложенном в работах [184, 287, 237]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_c(\tau_0)}{E_c(\tau_0)} [1 + \varphi(t, \tau_0)] + \frac{\Delta\sigma_c(t)}{E_c(\tau_0)} [1 + \chi(t, \tau)\varphi(t, \tau_0)] + \varepsilon_{sh}(t, \tau_0) \quad (3.74)$$



Рис. 3.24. Использование коэффициента старения (aging coefficient) для расчета деформаций бетона, вызванных медленно асимптотически возрастающими напряжениями, согласно [196].

В выражении (3.74):

χ – коэффициент старения материала (aging coefficient), учитывающий влияние медленно асимптотически изменяющихся напряжений на величину деформаций; при этом его значение согласно [184] следует принимать в пределах $0.6 < \chi < 1$

$$\chi(t, \tau_0) = \frac{1}{1 - r(t, \tau_0) / E_c(\tau_0)} - \frac{1}{\phi(t, \tau_0)} \quad (3.75)$$

где $r(t, \tau_0)$ – функция релаксации бетона; в случае модели бетона, описанного зависимостями СЕВ78 ее определяют по [184].

Точное решение релаксационной задачи, полученное в [237], имеет вид:

$$r(t, \tau_0) = \exp\left(1 - \frac{\phi(t, \tau_0)}{1 + \phi(\tau_0)}\right) \quad (3.76)$$

$\sigma_c(\tau_0)$ – постоянные напряжения, приложенные в момент времени τ_0 ;

$\Delta\sigma_c(t)$ – часть напряжений, изменяемая во времени;

t, τ_0 – соответственно время, для которого выполняют расчет, и возраст бетона в момент приложения нагрузки;

$E_c(\tau_0)$ – модуль упругости бетона к моменту приложения нагрузки;

$\varphi(t, \tau_0)$ – коэффициент ползучести бетона;

$\varepsilon_{sh}(t, \tau_0)$ – деформация усадки для бетона.

Деформации от длительных процессов удобно определять пользуясь т.н. эффективным [184, 287] или скорректированным [102] модулем упругости для бетона, определяемым:

$$E_c^*(t, \tau_0) = E_c(\tau_0) / [1 + \chi(t, \tau_0)\varphi(t, \tau_0)] \quad (3.77)$$

При этом, отношение модулей упругости арматурной стали (E_s) и бетона ($E_c(\tau_0)$) принимают в виде:

$$\alpha^* = \alpha_0 [1 + \chi(t, \tau_0)\varphi(t, \tau_0)] \quad (3.78)$$

где $\alpha^* = E_s/E_c^*(t, \tau_0)$; $\alpha_0 = E_s/E_c(\tau_0)$

Рассмотрим изменение деформированного состояния составного сечения в середине длины пролета изгибаемой балки (рис. 3.25).

В начальный момент времени τ_0 под действием внешнего изгибающего момента M_{Sd} сечение продеформируется и займет положение, описанное линией 1–1. Деформация наиболее сжатой грани составного сечения $\varepsilon_{c2,0}$ и кривизна ψ_0 (далее для удобства в тексте ε_0) определяются из решения задачи по общему методу расчета при использовании т.н. деформационной модели, описанной в [9, 223, 235] с учетом исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона.

Если в момент времени τ_0 исключить по контакту связь (что соответствует исключению взаимного задерживающего влияния частей сечения), то к моменту времени t монолитный бетон под действием усадки и ползучести переместится в новое положение 2–2, а сборная часть сечения в положение 3–3.

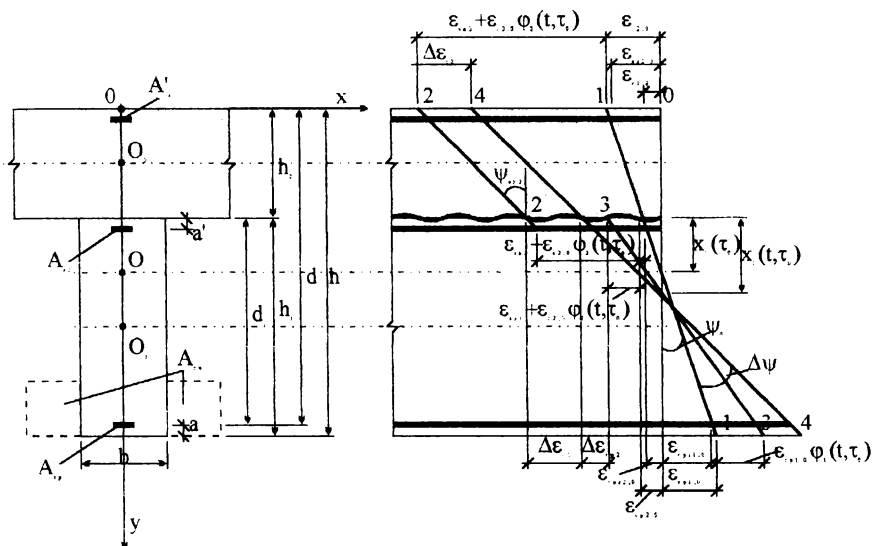


Рис. 3.25. Изменение деформированного состояния составного сечения при протекании длительных процессов
 а) поперечное сечение;
 б) распределение продольных деформаций.

Для того, чтобы сохранить сечение в недеформируемом состоянии, как было показано ранее [102] к его составным частям следует приложить дополнительные усилия $\Delta M_{1d}, \Delta N_{1d}, \Delta M_{2d}, \Delta N_{2d}$, величина которых в общем случае может быть определена:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N_{1d} \\ \Delta M_{1d} \end{Bmatrix} = -E_{c1}^* \cdot \varphi_1(t, \tau_0) \begin{bmatrix} A_{c1} & -B_{c1} \\ -B_{c1} & J_{c1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{0,p} \\ \psi_0 \end{Bmatrix} - E_{c1}^* \cdot \epsilon_{sh1}(t, \tau_0) \begin{Bmatrix} A_{c1} \\ -B_{c1} \end{Bmatrix} \quad (3.79)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta N_{2d} \\ \Delta M_{2d} \end{Bmatrix} = -E_{c2}^* \cdot \varphi_2(t, \tau_0) \begin{bmatrix} A_{c2} & -B_{c2} \\ -B_{c2} & J_{c2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_0 \\ \psi_0 \end{Bmatrix} - E_{c2}^* \cdot \epsilon_{sh2}(t, \tau_0) \begin{Bmatrix} A_{c2} \\ -B_{c2} \end{Bmatrix} \quad (3.80)$$

где E_{c1}^* , E_{c2}^* – соответственно эффективный модуль упругости для бетонов сборной и монолитной частей сечения;

$\varphi_1(t, \tau_0)$, $\varphi_2(t, \tau_0)$ – коэффициенты ползучести для бетона сборной и монолитной частей сечения;

$\begin{bmatrix} A_{ci} & -B_{ci} \\ -B_{ci} & J_{ci} \end{bmatrix}_{m(n)}$ – матрица жесткостей для монолитной и сборной частей сечения;

$\varepsilon_{o,p}$ – деформация наиболее сжатой (контактной) грани сборного элемента от действия внешней нагрузки и усилий самонапряжения.

В случае, если суммарная деформация на верхней грани сборного элемента получается положительной (что означает его растяжение) в уравнениях (4.85) первый член не учитывают. Коэффициенты матрицы жесткости для приведенного составного сечения определяются с учетом коэффициентов приведения по формулам [9].

Взаимное задерживающее влияние сборной и монолитной частей сечения при обеспеченных условиях совместного деформирования приводит к появлению в составном сечении промежуточного деформированного состояния, описанного на рис. 3.25 линией 4–4, которое является результатом несоответствия дополнительных деформаций монолитной и сборной частей сечения. Значение дополнительных усилий для составного сечения в общем случае может быть представлено согласно [196] в виде алгебраической суммы усилий в монолитном и сборном бетоне:

$$\begin{aligned} \Delta M_d^* &= \left\{ \Delta M_{2d} + \Delta M_{1d} \right\} \\ \Delta N_d^* &= \left\{ \Delta N_{2d} - \Delta N_{1d} \right\} \end{aligned} \quad (3.81)$$

Тогда дополнительные деформация и кривизна, которые получает составное сечение от момента нагружения τ_0 к рассматриваемому моменту времени t в общем виде определится из решения уравнения:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_o \\ \Delta \psi_o \end{Bmatrix} = \frac{1}{(A^* J^* - B^{*2})} \begin{bmatrix} J^* & B^* \\ B^* & A^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\Delta N_d \\ -\Delta M_d \end{Bmatrix} \quad (4.86)$$

где A^* , B^* , J^* – соответственно осевая, изгибно-осевая и изгибная жесткости для приведенного составного сечения, определенные с учетом эффективных модулей упругости бетонов монолитной и сборной частей сечения.

Дополнительные напряжения от усадки и ползучести для любого из слоев по высоте сечения могут быть определены из общей зависимости вида:

$$\Delta\sigma_{sh+cr(i)} = -E_{ci}^* [\varphi(t, \tau_0) \cdot (\varepsilon_0 - y_i \cdot \psi) + \varepsilon_{sh}(t, \tau_0) - (\Delta\varepsilon_0 - y_i \cdot \Delta\Psi_0)] \quad (3.83)$$

Для более точного определения дополнительных деформаций сечения, вызванных усадкой и ползучестью при известных значениях дополнительных усилий ΔN_d^* , ΔM_d^* , можно пользоваться общим методом расчета составных сечений [196].

Предлагаемую методику расчета дополнительных усилий от длительных эффектов проверяли путем сравнения опытных данных, полученных в основополагающих работах [102] с расчетными данными, полученными из алгоритма, составленного по формулам (3.75)..(3.83).

При этом, следует отметить, что предлагаемая методика, в отличие от традиционных [102, 109, 114], позволила осуществить сравнение непосредственно измеренных в опытах и расчетах дополнительных продольных деформаций и прогибов, а не косвенных характеристик – дополнительных напряжений.

Аналізу подвергали два типа балок, сечения которых показаны на рис. 3.26.

В балках серии СМІ и СМІІІ монолитный бетон укладывали через 11 суток после изготовления сборного элемента, а для серий СМІІ и СМІV – в возрасте 255 суток. Согласно данным, представленным в табл. 3.4 [102], бетоны имели к моменту нагружения модули упругости $E_{c2} = 24.1 \cdot 10^3$ Н/мм²; $E_{c1} = 23.8 \cdot 10^3$ Н/мм² (для серий СМІ и СМІІІ) и $E_{c2} = 24.3 \cdot 10^3$ Н/мм²; $E_{c1} = 26.2 \cdot 10^3$ Н/мм² (для серий СМІІ и СМІV); характеристики (коэффициенты) ползучести

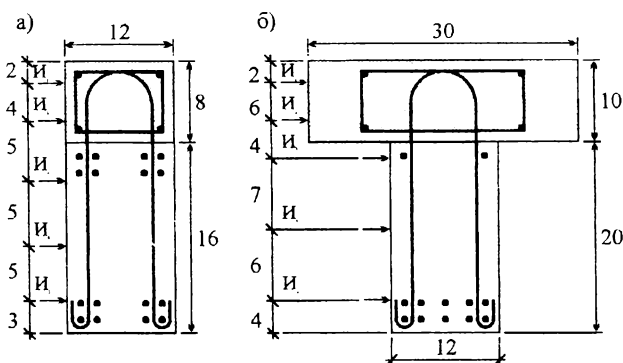


Рис. 3.26. Поперечное сечение опытных образцов, принятые в исследованиях [102]
 а) балки серии СМI и СМII; б) балки серии СМIII и СМIV.

$\varphi_1(t, \tau_0) = 1.75$, $\varphi_2(t, \tau_0) = 2.54$; деформации свободной усадки $\varepsilon_{sh1} = 40.2 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{sh2} = 61.5 \cdot 10^{-5}$. При этом, в расчетах использовали фактические геометрические характеристики сечений опытных балок, принятые по таблице 2 [102].

Сравнение опытных и расчетных дополнительных деформаций сечения от усадки и ползучести представлено в таблице 3.22.

Как видно из сравнения, представленного в табл. 3.22, предлагаемая методика позволяет с достаточной для практики точностью определять дополнительные деформации от длительных процессов.

Несомненно положительным в предлагаемом подходе является и то, что методика может быть использована в качестве дополнительного блока, легко вписывающегося в схему общего метода при реализации компьютерного расчета.

Кроме того, зная величину дополнительных усилий, проявляющихся в монолитном бетоне от усадки и ползучести ΔN_{d2} , ΔM_{d2} , описывающих по существу потери самонапряжения, появляется возможность задавать на стадии проектирования требуемые, с точки зрения компенсации длительных процессов, величины усилий самонапряжения N_{CE} , M_{CE} .

Таблица 3.22.

Дополнительные продольные деформации бетона ($\Delta \epsilon_0$),
замеренные в конце длительных испытаний [102]

Серия и обозначение балки	$\Delta \epsilon_0 \times 10^5$ на уровне приборов		Серия и обозначение балки	$\Delta \epsilon_0 \times 10^5$ на уровне приборов	
	И-1	И-5		И-3	И-5
СМI-1	43.5 / 37.4	100.9/110.2	СМII-1	159.1/141.3	145.4/130.1
СМI-2	46.4 / 37.2	83.5 / 109.8	СМII-2	154.4/140.0	140.5/121.4
СМI-3	47.3 / 37.2	93.4 / 109.8	СМII-3	156.7/140.0	136.5/121.4
СМI-4	45.2 / 39.1	84.8 / 112.7	СМII-4	148.2/142.1	144.3/128.7
СМIII-1	46.3 / 41.2	81.0 / 97.4	СМIV-1	90.6 / 84.3	149.5/157.4
СМIII-2	51.9 / 49.7	98.2 / 97.2	СМIV-2	110.9 / 85.2	130.7/158.0
СМIII-3	50.0 / 49.7	83.8 / 97.2	СМIV-3	95.0 / 85.2	138.1/158.0

Примечание: перед чертой – опытные данные; после черты – расчетные.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные исследования позволили на базе единого методологического подхода решить комплексную задачу по определению параметров предварительного напряжения железобетонных конструкций при применении напрягающего бетона. Разработанные практические методы расчета самоупругения составных сечений открыли возможности для применения напрягающего бетона в проектировании сборно-монолитных конструкций с предварительным напряжением в построечных условиях.

Специальные исследования [10, 132, 135, 140, 141, 146, 289, 290, 292, 297] позволили выявить особенности работы самоупругенных сборно-монолитных конструкций под нагрузкой. Установлено, что дополнительные усилия, формирующиеся в составном сечении на стадии расширения напрягающего бетона не только позволяют компенсировать неблагоприятные последствия усадки, но и существенным образом улучшить эксплуатационные характеристики конструкции.

Пользуясь полученными решениями была сформулирована концепция применения напрягающего бетона в сборно-монолитных перекрытия [112, 141, 295], разработаны и исследованы их новые конструктивные решения [145, 146]. Исследования показали, что применение напрягающего бетона обеспечивает предварительное напряжение перекрытий в построечных условиях, что безусловно благоприятно влияет на их эксплуатационные качества. Вместе с тем, работы, направленные на исследования конструкций из напрягающего бетона активно продолжаются и получают все новые направления [157].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Александровский С.В., Бакума П.Ф. Предварительно напряженный и самонапряженный бетон в США. – М.: Стройиздат, 1974. – 320 с.
2. Андреюк В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В. К вопросу о сопротивлении изгибаемых самонапряженных элементов действию поперечной силы// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгана.– Брест БПИ, 1998. – С. 63–65.
3. Ахвердов И.Н. Механизм деформирования и разрушения бетона в свете современных исследований по структурообразованию цементного камня: Мат. конф. М.: Стройиздат, 1978. – С. 78–83.
4. Ахвердов И.Н. Физика бетона.– М.: Стройиздат, 1982 – 426 с.
5. А.с. 306338 СССР, МКИ В25J15/00. Магнитоупругий датчик./ И.Н. Гкльфельд (СССР).– № 1295914/29–33; Заявл. 13.01.69, бюл. № 1// Открытия. Изобретения.– 1983. – № 1. – С. 87.
6. Ахвердов И.Н., Смольский А.Е., Скочеляс В.В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона.– Минск: Наука и техника, 1973. – 233 с.
7. Ашрабов А.А. Моделирование свойств и процессов разрушения легкого бетона и железобетона.– Ташкент: Фан., 1988. – 148 с.
8. Байков В.Н., Хампе Э., Рауэ Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций. - М.: Стройиздат, 1990. – 232 с.
9. Байков В.И., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям// Бетон и железобетон.– 1987. – № 5. – С. 16–18.
10. Бердичевский Г.И., Будюк В.Д., Тур В.В. Самонапряженные сборно-монолитные перекрытия// Бетон и железобетон.– 1991. – № 1. – С. 17–20.
11. Бетонные и железобетонные конструкции на напрягающих цементах/ Обзорная информация/ ВНИИНТПИ.– М., 1990. – 53 с. (сер. Строительные конструкции, Вып. 4).
12. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01, БГПА, Минск, 48 с.
13. Будагянц Л.И. Исследование напрягающего цемента нормального твердения и процесса самонапряжения железобетонных конструкций: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01.– М., 1980. – 160 с.
14. Будагянц Л.И. Исследование самонапряжения изгибаемых и симметрично армированных элементов// Новые технологии и конструирование бетонных и железобетонных конструкций: Сб. тр./ Под ред. В.В. Михайлова.– Москва: НИИЖБ, 1966. – С. 41–47.
15. Будников П.П., Косырев З.С. Расширяющийся портландцемент без образования гидросульфоалюмината// Цемент.– 1952. – № 4. – С. 19–23.
16. Будюк В.Д., Литвер С.Л., Дех О.С. Самонапряженные стыки растянутых и изгибаемых элементов// Строительные конструкции: Сб. тр./ Под ред. Л.К.Лукши и В.Ф. Залого.– Минск: ИСиА Госстроя БССР, 1983. – С. 73–79.
17. Будюк В.Д., Никитин В.И. Экспериментально-статистическое моделирование самонапряжения железобетонных элементов // Изв. вузов. – т. 36, № 2. – С. 12–17.

18. Будюк В.Д., Тур В.В. К вопросу повышения эффективности емкостных сооружений малых объемов// Вопросы строительства и архитектуры: Сб. тр./ Под ред. Л.К. Лукши.– Минск: Вышэйшая школа, 1986.– С. 37–41.
19. Будюк В.Д., Тур В.В., Кондратчик А.А. Самонапряженные резервуары на объектах агропромышленного комплекса// проектирование и инженерные изыскания.– 1987.– № 5.– С. 31–34.
20. Будюк В.Д., Кондратчик А.А., Тур В.В. Сборные самонапряженные резервуары// Сельское строительство.– 1985.– № 12.– С. 21–23.
21. Будюк В.Д., Кондратчик А.А., Тур В.В. и др. Сборные самонапряженные цилиндрические резервуары с применением напрягающего бетона// Бетон и железобетон.– 1987.– № 9.– С. 17–20.
22. Гибшман М.Е. Расчет комбинированных конструкций мостов с учетом усадки и сил искусственного регулирования// Бетон и железобетон.– 1963.– № 9.– С. 19–21.
23. Гийом И. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции.– Москва: Стройиздат, 1958.– 498 с.
24. Гинзбург И.И. К расчету составных железобетонных стержней с податливыми связями// Бетон и железобетон.– 1969.– № 3.– С. 36–38.
25. Гнидец Б.Г., Завадяк П.П., Щуглюк М.Р. Изготовление преднапряженных стыков конструкций с электротермическим натяжением и ванной сваркой арматуры// Бетон и железобетон.– 1989.– № 2.– С. 17–18.
26. Голышев А.Б. Исследование напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных стержневых конструкций с учетом фактора времени: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01/ Новосибирский политехн. ин-т.– Новосибирск, 1966.– 29 с.
27. Голышев А.Б., Полищук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени.– Киев: Будівельник, 1969.– 432 с.
28. Голышев А.Б., Реминец Г.М., Федоренко М.М. Расчет предварительно напряденных сборно-монолитных неразрезных конструкций с учетом длительных процессов// Железобетонные конструкции: Сб. тр./ Под ред. В.П. Полищука и Б.Я. Рискинда.– Челябинск: Стройпроект, 1969.– С. 29–41.
29. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – Взамен ГОСТ 12004-66; Введ. 01.07.83.– М.: Изд-во стандартов, 1986 - 12 с.
30. ГОСТ 18105-86. Бетоны. Правила контроля прочности.– Взамен ГОСТ 18105-86; Введ. 01.01.88.– М.: Изд-во стандартов, 1987 - 13с.
31. Грабенко П.А., Хомич В.С., Кузнецова Т.В. Свойства напрягающих цементов на сталерафинированном шлаке и алуните// Бетон и железобетон.– 1976.– № 5.– С. 6–8.
32. Десов А.Е. Некоторые вопросы структуры, прочности и деформативности бетонов// Структура, прочность и деформативность бетонов: Сб. тр./ Под ред. Б.А. Крылова.– Москва: Стройиздат, 1966 – С. 27–34.
33. Десов А.Е. Развитие и релаксация структурных напряжений от усадки бетона во времени// Структура, прочность и деформативность бетонов: Сб. тр./ Под ред. Б.А. Крылова.– Москва: Стройиздат, 1972.– С. 17–21.
34. Дех О.С. Некоторые вопросы технологии устройства самонапряженных стыков// Совершенствование технологии и расчета железобетонных конструкций: Сб. тр./ Под ред. Б.А. Крылова.– Москва: НИИЖБ, 1994.– вып. 1.– С. 28–31.

35. Дех О.С. Самонапряженные стыковые соединения// Бетон и железобетон.– 1987.– № 6.– С. 17–21.
36. Джигит Г.Г. Самонапряженный железобетон в проезжей части мостов// Бетон и железобетон.– 1981. № 5.– С. 11–13.
37. Дыховичный Ю.Н. Снижение материалоемкости – важнейшее направление совершенствования конструкций// На стройках России.– 1975.– № 12.– С. 47–80.
38. Зайцев В.Ф., Михайлов В.В., Литвер С.Л. Напорный самонапряженный трубопровод диаметром $4\div 7,5$ м// Бетон и железобетон.– 1987.– № 9.– С. 3–4.
39. Зайцев Л.Н., Маилян Л.Р., Ассад Р. Расчет статически неопределимых балок с учетом нисходящей ветви бетона// Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона: Сб. тр./ Под ред. Л.Р. Маиляна. Ростов-на-Дону, 1983.– С. 3–11.
40. Зайцева Н.Г., Смирнова А.М. Влияние поверхностно активных веществ на процесс кристаллизации трехкальциевого гидроалюмината// Коллоидный журнал.– ТХХ, вып. 5, 1958.– № 12.– С. 17–21.
41. Звездов А.И. Железобетонные конструкции из бетонов на расширяющих це-ментах: Автореф. дисс. д-ра техн. наук.: 05.23.01. 05.23.05/ Росс. Госуд. откр. техн. ин-т путей сообщ.– М., 1997.– 47 с.
42. Звездов А.И. Напрягающие бетоны в строительстве и их экономическая эффек-тивность// Самонапряженные и непрерывно-армированные конструкции.– М.: НИИЖБ, 1989.– С. 4–10.
43. Звездов А.И., Будаганц Л.И. Бетоны с компенсированной усадкой// Опыт и пер-спективы применения в строительстве: Материалы научн.-координац. совещ./ ЦРДЗ.– М., 1992.– С. 101–106.
44. Звездов А.И., Мартиросов Г.М. Бетоны с компенсированной усадкой// Бетон и железобетон.– 1995.– № 3.– С. 2–4.
45. Золотарев В.П. Исследование сцепления старого бетона с прибетонирован-ным// Совершенствование методов расчета и исследование новых типов желе-зобетонных конструкций: Сб. тр.– Л.– 1981.– С. 29–36.
46. Исследование сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций с натяжением арматуры на бетон: Отчет о НИР (заключит.)/ Харьковский Пром-стройпроект; Рук. темы Е.Н. Рабинович; № ГР 3172743.– Харьков, 1979.– 113 с.
47. Исследование сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений: Отчет о НИР (заключит.)/ Казанский инженерно-строительный институт; Рук. темы доцент И.Н. Герасимов. № ГР 81074321. Ка-зань, 1978.– 100с.
48. Исследования предварительно-напряженных сборно-монолитных конструкций, со-ставленных из сборных элементов с натяжением арматуры на твердеющую бетон-ную смесь и монолитной части из напрягающего бетона: Отчет о НИР (заключит.)/ Брестский политехнический институт; Рук. темы В.В. Тур, – № ГР 00831845/2.– Брест, 1993.– 237 с.
49. Ицкович С.М. Вариант моделирования микробетона// Изв. ВУЗов. Строиельст-во и архитектура.– 1986.– № 8.– С. 50–54.
50. Круль М., Халицкая А., Тур В. Сборно-монолитные конструкции с монолитной частью из напрягающего бетона.– Lublin: Uczelniane, 1997.– 339 с.
51. Калошников Н.А. Комбинированный преднапряженно-армированный бетон и возможности его применения.– Москва: Стройиздат, 1952.– 47 с.

52. Кардунян Г.С. Коррозионная стойкость бетонов на напрягающем цементе в многокомпонентных жидких средах: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01.– Москва, 1989.– 217 с.
53. Кардунян Г.С. Стойкость бетонов на напрягающем цементе в сульфатных средах// Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов: Материалы научн.-координац. совещ./ НИИЖБ Госстроя СССР.– М., 1989.– С. 85–89.
54. Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит// Бетон и железобетон.– 1984.– № 1.– С. 36–39.
55. Квирикадзе О., Неградзе Н. Строительство оболочки покрытия спортзала и применением алунитового НЦ// Бетон и железобетон.– 1981.– № 4.– С. 17–18.
56. Корешков В.И., Мартиросов Г.М. Применение напрягающего бетона при строительстве метро в г. Киеве// Применение напрягающего цемента и самонапряженного бетона в строительстве: Материалы науч.-координац. Совещ./ НИИЖБ.– М., 1982.– С. 58–67.
57. Красильников К.Г., Никитина Л.В. Природа объемных деформаций при твердении расширяющихся цементов// Физико-химические исследования цементного камня и бетона: Сб. тр./ Под ред. А.Е. Десова.– Москва: Стройиздат, 1972.– С. 4–20.
58. Красильников К.Г., Никитина Л.В. Расширяющийся портландцемент с добавкой СаО// Физико-химические исследования цементного камня и бетона: Сб. тр./ Под ред. А.Е. Десова.– Москва: Стройиздат, 1972.– С. 30–38.
59. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Лапшина А.И. Структура и деформативные свойства расширяющихся цементов// Структура, прочность и деформация бетона: Сб. тр./ Под ред. А.А. Гвоздева.– Москва: Стройиздат, 1972.– С. 129–133.
60. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня.– Москва: Стройиздат, 1980.– 255 с.
61. Красильников К.Г., Подвальный А.М., Сегалов А.Е. О собственных деформациях пористых тел// Физический журнал.– 1974.– № 2, том VI.– С. 266–271.
62. Круль М., Тур В.В. Применение активных усилений с напрягающим бетоном// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Мат. III научн.-метод. Конф., Брест, 1997 г./ БрПИ.– Брест, 1997.– С. 112–127.
63. Кузнецова Т.В. Алюминатные и сульфоалюминатные цементы.– Москва: Стройиздат, 1986.– 209 с.
64. Кузьмичев А.Е. К расчету сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы// Бетон и железобетон.– 1982.– № 1.– С. 31–34.
65. Кузьмичев А.Е. О расчете прогибов железобетонных сборно-монолитных конструкций// Бетон и железобетон.– 1975.– № 2.– С. 12–15.
66. Кузьмичев А.Е. Особенности расчета сборно-монолитных конструкций по образованию трещин и по деформациям// Преднапряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений: Сб. тр./ НИИЖБ.– М., 1981.– С. 96–107.
67. Кутетеладзе К.С., Гебададзе Т.Г. Цементы на базе обожженного алунита// Строительные материалы и конструкции: Сб. тр./ Под ред. К.С. Кутетеладзе.– Тбилиси: Груз. политехн. ин-т, 1966.– вып. 17.– С. 112–127.
68. Лепарский Л.О. Установка для изучения остаточных влажностных напряжений// Заводская лаборатория.– 1977.– № 12.– С. 17–21.

69. Литвер С.Л. Самонапряженный железобетон и его применение в строительстве// Опыт и перспективы применения бетонов на напрягающем цементе в строительстве: Материалы научн.-техн. совещ., Москва, 1992 г./ Центр. Росс. Дом знаний.– Москва, 1992.– С. 12–17.
70. Литвер С.Л., Сабаяева Н.В. Сравнительная оценка самонапряжения бетонов при одно- и двухосном ограничении деформаций расширения с учетом потерь от усадки// Исследование и применение напрягающего бетона и самонапряженных железобетонных конструкций/ Сб. тр. под ред. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера.– Москва: Стройиздат, 1984.– С. 52–62.
71. Литвер С.Л., Ларионова З.М. Долговечность напрягающего цемента по результатам многолетних наблюдений// Совершенствование методов исследования цементного камня: Сб. тр./ Под ред. А.Б. Крылова.– Москва: Стройиздат, 1968.– С. 37–44.
72. Литвер С.Л., Малинина П.А., Панченко А.И. Соотношение самонапряжения и свободного расширения напрягающих бетонов// Бетон и железобетон.– 1985.– № 5.– С. 15–16.
73. Литвер С.Л., Петухов А.И. Самонапряжение при двухосном ограничении деформаций расширения// Исследования и применение напрягающего бетона и самонапряженных конструкций: Сб. тр./ Под ред. В.В. Михайлова.– Москва, 1984.– С. 67–78.
74. Лукин В.М., Титова Г.В. Особенности технологии возведения самонапряженных трибун стадионов// Бетон и железобетон.– 1981.– № 4.– С. 17–18.
75. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.– М.: Стройиздат, 1978.– 383 с.
76. Михайлов В.В., Гергивальд В.С. Плоские самонапряженные конструкции// Исследование и применение напрягающего бетона и самонапряженных конструкций/ Сб. тр. под ред. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера.– М.: Стройиздат, 1984, С. 62–67.
77. Михайлов В.В. Растяжимость бетона в условиях свободных и связанных деформаций// Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов: Сб. тр./ Под ред. А.А. Гвоздева.– Москва: Стройиздат, 1965.– С. 31–34.
78. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющие и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции.– М.: Стройиздат, 1974.– 389 с.
79. Михайлов В.В., Будюк В.Д. Действительная несущая способность центрально загруженных колонн с защитным покрытием/ Труды Всесоюзной конференции по бетону и железобетону.– М.: НИИЖБ, 1972.
80. Михайлов В.В. Растяжимость бетона в условиях свободной и связанной деформации// Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов/ Сб. статей.– М.: Госстройиздат, 1965.– С. 74–83.
81. Москвин В.М., Осетинский Ю.В., Подвальный А.М. Об определении структурных напряжений при усадке и температурных воздействиях// Строительная механика и расчет сооружений.– 1974.– № 5.– С. 18–21.
82. Москвин В.М., Подвальный А.М., Осетинский Ю.В. О расчете структурных напряжений в бетоне при усадке// Проблемы ползучести и усадки бетона: Сб. тр./ Под ред. А.Б. Александровского.– Москва: Стройиздат, 1974.– С. 162–166.
83. Нагатакэ С. Расширяющиеся добавки в бетонной смеси.– Конкурито: Когаку/ 1979.– 93 с.

84. Несветаев Г.В. К вопросу о нормировании начального модуля упругости бетона при сжатии// Извест. ВУЗов. Строительство.– 1977.– № 1–2.– С. 40–43.
85. Нетеса Н.И. Механика и технология бетона.– Киев: Высша школа, 1987.– 146 с.
86. Никитина Л.В., Красильников К.Г., Куцева. Экспериментальное определение собственных напряжений при твердении расширяющихся цементов// Гидратация и твердение вяжущих: Материалы научн.-координац. совещ./ Научн.-иссл. ин-т бетона и железобетона.– Уфа, 1978.– С. 78–93.
87. Никитина Л.В., Лапшина Л.И., Красильников К.Г. Зависимость между условиями кристаллизации этtringита и развитием деформаций расширения при твердении сульфатсодержащих цементов// Физико-химические исследования цементного камня и бетона: Сб. тр./ Под ред. К.Г. Красильникова.– Москва: Стройиздат, 1972.– С. 21–29.
88. Ницун В.И. Свойства тяжелых бетонов на напрягающем цементе НЦ–10 для сборного железобетона: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.03/ НИИЖБ.– Москва, 1990.– 23 с.
89. Обобщение теоретических исследований прочности по нормальным и наклонным сечениям сборно-монолитных конструкций с учетом податливости контакта: Отчет о НИР (заключит.)/ Казанский ИСИ. Рук. темы Я.Г.Сунгатуллин. № ГР 732403.–Казань, 1975.– 52 с.
90. Онуфриев М.Н. Сборно-монолитные конструкции промышленных зданий.– Москва: Стройиздат, 1983.– 213 с.
91. Осетинский Ю.В., Подвальный А.М. О выборе модели для расчета собственных напряжений в бетоне// Механика композиционных материалов.– 1992.– № 5.– С. 789–796.
92. Остуд А.А. Изгибаемые сборно-монолитные конструкции с беспопоночным контактом// Бетон и железобетон.– 1982. № 1.– С. 13–16.
93. Панченко А.И., Несветаев Г.В. Критерии оценки расширяющихся вяжущих и бетонов на их основе// Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сб. тр./ Под ред. Н.П. Блещика и В.В. Тура.– Брест: БПИ, 1998.– С. 179–190.
94. Панышин П.П. Диаграмма «момент-кривизна» при изгибе и внецентренном сжатии// Бетон и железобетон.– 1985.– № 11.– С. 18–20.
95. Пат. 1 С1 RU, МПК E04B5/24 Сборно-монолитное перекрытие и способ его возведения/ Тур В.В., Будюк В.Д., Бердичевский Г.И.– № 2011772; Завл. 9.06.1991., Оpubл. 30.04.1994// Официальный бюллетень/ Госуд. пат. Ведомства России.– 1994.– № 4.– С. 47.
96. Пат. 3666515 США, МКИ E04C27/30 Method of production of expansive material to cement/ A. Klein (США) – № 727274; Заявл. 9.07.1972; Оpubл. 12.06.1974; НКI 371/80.– 4 с.
97. Пецольд Т.М., Потерщук В.А. Конструктивная схема многоэтажных каркасных зданий с максимальным использованием существующей базы КПД// Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы науч. конф., Минск, 1997 г./ Бел. гос. акад. наук.– Минск, 1997.– С. 85–91.
98. Подвальный А.М. Определение величины собственных деформаций в бетонном конгломерате на различных структурных уровнях// Заводская лаборатория.– 1973.– № 10.– С. 12–17.
99. Подвальный А.М. О собственных напряжениях, возникающих в бетоне при замораживании// Инж. физ. журнал.– 1973.– № XXV(2).– С. 316–320.

100. Пецольд Т.М., Рочняк О.А., Тур В.В. Новые нормативные документы для железобетонных конструкций Республики Беларусь// инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Мат. научн. конф., Минск, 1997/ Бел. гос. акад. наук.– Минск, 1997.– С. 85–91.
101. Полищук В.П. Влияние длительных процессов на трещиностойкость сборно-монолитных конструкций// Бетон и железобетон.– 1969.– № 5.– с. 24.
102. Полищук В.П. Поведение сборно-монолитных конструкций во времени// Железобетонные конструкции: Сб. тр./ Под ред. В.П. Полищука и Б.Я. Рискинда.– Челябинск: Стройпроект, 1969.– С. 10–28.
103. Полищук В.П. Расчет потерь преднапряжения в двухосно обжатых сборно-монолитных плитах// Железобетонные конструкции: Сб. тр./ Под ред. В.П. Полищука и Б.Я. Рискинда.– Челябинск: Стройпроект, 1971.– вып. 5.– С. 10–14.
104. Полищук В.П. Расчет сборно-монолитных конструкций по образованию трещин с учетом неупругих деформаций// Бетон и железобетон.– 1982.– № 3.– С. 40–41.
105. Полищук В.П., Стариковский П.П. К расчету трещиностойкости сборно-монолитных конструкций с учетом неупругой работы бетонов// Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: Сб. ст./ Ростов. инж.-стр. ин-т.– Ростов-на-Дону, 1977.– Вып. 5.– С. 20–32.
106. Полищук В.П., Стариковский П.П. К расчету сборно-монолитных конструкций при трещинообразовании при повторных нагружениях// Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций: Межвузовский темат. Сб. тр. № 2.– Л., 1977.– С. 94–99.
107. Попов А.Н. Железобетонные напорные трубы, производство, применение и технико-экономические показатели (обзор).– М.: ЦНИИС, 1974 – 17 с.
108. Полова В., Будюк В., Перович И. Самонапряженный железобетон в объемно-блочном домостроении: Обзорн. информ.– М.: ЦБИТИ, 1976.– 31 с.
109. Пособие по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций/ Госстрой СССР.– М., Стройиздат, 1989.– 73 с.
110. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01–84)/ В.В. Михайлов, С.Л. Литвер, Л.И. Будагянц и др.– Москва: ЦНТП, 1986.– 37 с.
111. Потерщук В.А., Пецольд Т.М., Тур В.В. Конструктивная система многоэтажного здания с плоскими сборно-монолитными перекрытиями// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Мат. III научн.-метод. Конф., Брест, 1997 г./ БрПИ.– Брест, 1997.– С. 41–44.
112. Провести исследование и разработать рекомендации по проектированию сборно-монолитных перекрытий и покрытий с преднапряжением в построечных условиях: Отчет о НИР (промежуточный)/ Брестский политехнический институт, Рук. темы В.В.Тур.– № ГР 00183765/2; Инв. № 731264.– Брест, 1996.– 92 с.
113. Провести исследования по созданию изоляционного покрытия автодорожных мостов и эстакад из напрягающего бетона и разработать предложения по его расчету и конструированию с учетом совместной работы с конструкцией моста: Отчет о НИР (заключит.)/ МАДИ. Рук. темы А.Д.Деллос.– № ГР 0130068551.– М.: 1989.– 127 с.

114. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций/ Под общ. ред. А.Б.Гольшова.– М.: НИИСК, 1981.– 112 с.
115. Проектирование сборно-монолитных конструкций с оставляемой опалубкой из железобетонных и пенополистирольных элементов: Обзорная информ./ ВНИИ-ИНТПИ.– М. 1993.– 61 с.
116. Прочность, устойчивость, колебания/ Под ред. И.А.Биргера и Я.Г.Пановко.– М.: Машиностроение, 1968.– 832 с.
117. Рекомендации по применению бетонов на напрягающем цементе в монолитном и сборно-монолитном строительстве/ Госстрой СССР.– М.: НИИЖБ, 1987.– 52 с.
118. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластины.– Киев: Будівельник, 1987.– 273 с.
119. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига// Строительная механика и расчет сооружений.– 1984.– № 1.– С. 17–19.
120. Руководство по проектированию самонапряженных конструкций покрытий и перекрытий/ Госстрой СССР– М.: НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР, 1979.– 424 с.
121. Руководство по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций/ Под ред. А.Е. Кузьмичева.– М.: Стройиздат, 1977.– 58 с.
122. Салпагаров Д.М., Сенин Н.И. Напряженно-деформированное состояние самонапряженных плит перекрытий// Жилищное строительство.– 1996.– № 4.– С. 23–25.
123. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.– Взамен СНиП II-21-75; Введ. 01.01.86.– М.: Изд-во стандартов, 1985.– 79 с.
124. Стулий Н.Г. Деформации поперечных сечений и условия прочности сопряжения при изгибе сборно-монолитных железобетонных элементов// Сборные и сборно-монолитные конструкции: Межвуз. сб. тр. № 1/ Под ред. Я.Г. Сунгатуллина.– Казань–Ленинград, 1975.– С. 84–90.
125. Сунгатуллин Я.Г. О резервах снижения материалоемкости перекрытий промышленных зданий// Бетон и железобетон.– 1982.– № 1.– С. 27–29.
126. Сунгатуллин Я.Г. Особенности проектирования сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний: Учебн. пособ.– Казань: КазИСИ, 1981.– 51 с.
127. Сунгатуллин Я.Г. Экспериментально-теоретические основы расчета сопротивления сдвигу армированного и неармированного контактов сборно-монолитных конструкций// Сборные и сборно-монолитные конструкции: Сб. тр. № 1/ Под ред. Я.Г. Сунгатуллина.– Казань–Ленинград, 1975.– С. 90–146.
128. Технология напрягающего цемента и самонапряженных железобетонных конструкций/ Под общ. ред. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера.– М.: Стройиздат.– М., 1975.– 183 с.
129. Титов И.А., Исаев Н.И. Применение НЦ для аэродромных покрытий// Бетон и железобетон.– 1981.– № 4.– С. 12–13.
130. ТУ 21-26-13-90. Цемент напрягающий.– Взамен ТУ 21-26-13-80; Введ. 01.01.91. –М.: Минстройматериалов СССР, 1990.– 15 с.
131. ТУ 67-938-87. Бетон на напрягающем цементе.– Взамен ТУ 67-654-85; Введ. 01.04.88. –М.: Минстройматериалов СССР, 1987.– 24 с.
132. Тур В.В. Особенности проектирования самонапряженных сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний// Проблемы и перспекти-

- вы современных строительных конструкций и технологий: Материалы научн. конф., Минск, 1995 г./ БГПА.– Минск, 1995.– 31–35 с.
133. Тур В.В., Басов В.С. К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самонапряжения// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Материалы научн. конф. Брест, 1997 г./ Брестский политехн. ин-т.– Брест, 1997.– С. 119–130.
134. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кардунян Г.С. Экономическая эффективность применения дорог с бетонным покрытием// Современные материалы в дорожном строительстве: Мат. междунар. научн. конф., Могилев, 1996/ МГМИ.– Могилев, 1996.– С. 12–21.
135. Тур В.В. Исследование сборно-монолитных самонапряженных балок// Проблемы прочности, надежности и снижения материалоемкости строительных конструкций: Материалы V научн.-техн. конф., Люблин, 1992 г./ Politechnika Lubelska.– Lublin, 1992.– С. 43–47.
136. Тур В.В. Методология и практика применения напрягающего бетона при возведении и реконструкции предприятий// Надежность строительных конструкций: Материалы междунар. научн.-теор. конф., София, 1990 г./ Центр. Дом науки и техн.– София, 1990.– С. 71–77.
137. Тур В.В. О едином методическом подходе при оценке собственных напряжений в бетоне на основе напрягающего бетона// Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сб. тр./ Под ред. Н.П. Блещика и Э.И. Батяновского.– Брест: БПИ, 1998.– С. 47–52.
138. Тур В.В. О модели развития собственных напряжений в бетоне на основе напрягающего цемента// Инженерные проблемы бетона и железобетона: Материалы междунар. научн. конф., Минск, 17–21 окт. 1997 г./ БелНИИС Минархстроя РБ.– Минск, 1997.– С. 31–42.
139. Тур В.В. Определение самонапряжения в монолитной части сборно-монолитных конструкций от расширения напрягающего бетона// Инженерные проблемы бетона и железобетона: Материалы междунар. научн. конф., Минск, 17–21 окт. 1997 г./ БелНИИС Минархстроя РБ.– Минск, 1997.– С. 17–27.
140. Тур В.В. Особенности расчета самонапряженных сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний// Перспективы развития новых технологий в строительстве: Материалы II научн. конф., Новополоцк, 1995 г./ БГПА.– Минск, 1996.– С. 31–42.
141. Тур В.В. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных ребристых плит перекрытий: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1989.– 275 с.
142. Тур В.В. Самонапряженные сборно-монолитные конструкции// Nowe rozwiązania oraz wdrożenia zakresu postępu technologicznego w budownictwie: Mat. Konf., Lublin, 1989 г./ Politechnika Lubelska.– Lublin, 1989.– S. 31–37.
143. Тур В.В. Самонапряженные сборно-монолитные ребристые перекрытия многоэтажных промышленных зданий// Совершенствование проектирования многоэтажных зданий: Тез. докл. коорд. научн. совещ., Минск, 1987 г./ БПИ.– БПИ, 1987.– С. 17–18.

144. Тур В.В. Сборно-монолитные конструкции с монолитной частью из напрягающего бетона// Сборно-монолитные конструкции с обычным и напрягающим бетоном; Сост. М. Круль. – Люблин, Выд. уч., 1997. – С. 167–274.
145. Тур В.В., Басов В.С. Применение напрягающего бетона при усилении железобетонных конструкций// Строительство и архитектура Беларуси. – 1995. – № 4. – С. 17–21.
146. Тур В.В., Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных безригельных сборно-монолитных перекрытий// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Материалы науч. конф., Брест, 1998 г./ Бр. Политех. Ин-т. – Брест, 1998. – С. 131–135.
147. Тур В.В., Басов В.С. Самонапряженные безригельные сборно-монолитные перекрытия// Перспективные технологии и конструкции: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгана. – Брест, 1998. – С. 51–57.
148. Тур В.В., Басов В.С., Козик В.А. Оценка величины самонапряжения напрягающего бетона в сборно-монолитных перекрытиях и покрытиях// Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawy konstrukcji: Materiały VI Konf. Naukowej, Lublin, 1994 г./ Politechnika Lubelska – Lublin, 1994. – S. 21–31.
149. Тур В.В., Басов В.С., Круль М. Применение напрягающего бетона для усиления перекрытий и покрытий// Rzeczoznawstwo Budowlane: Materiały I Konf. Międzynar. Naukowej, Kielce – Cedzyna, 1995 г./ Politechnika Świętokrzyska, PZITB. – Kielce, 1995. – S. 119–134.
150. Тур В.В., Бердичевский Г.И. Снижение материалоемкости сборно-монолитных конструкций при применении напрягающего бетона в качестве монолитного слоя// Снижение материалоемкости и энергоемкости, повышение технологичности в сельском строительстве: Тез. докл. научн. конф., Минск, 1987 г./ БелНИИКТИ. – Минск, 1987. – С. 72–73.
151. Тур В.В., Будюк В.Д. Исследования контактной зоны сборно-монолитных самонапряженных конструкций// Aktualne problemy naukowo-badawcze konstrukcji żelbetowych i materiałów: Mat. III Symp. Naukowego Politechniki Lubelskiej i Brzeskiego Inst. Bud., Lublin–Brześć, 1990 г./ Politechnika Lubelska, Lublin, 1990. – S. 74–80.
152. Тур В.В., Будюк В.Д. Некоторые особенности расчета самонапряженных сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний// Совершенствование методов расчета и проектирования современных видов строительных конструкций: Тез. докл. и сообщ. научн.-практ. конф., Ровно, 1980 г./ НИИСК. – Киев, 1980. – С. 121–124.
153. Тур В.В. Самонапряженные сборно-монолитные конструкции// Конференция БИСИ–БГПИ, посвященная 70-летию БССР и КПБ: Тез. докл. научн. конф., Брест, 1989 г./ БИСИ. – Брест, 1989. – С. 71–72.
154. Тур В.В., Кондратчик А.А. Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Мат. III научн.-метод. Конф., Брест, 1997 г./ БрПИ. – Брест, 1997. – С. 27–34.
155. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кардумян Г.С. О возможности использования бетона на напрягающем цементе в покрытии дорог Республики Беларусь// Совершенствование транспортно-эксплуатационных качеств автомобильных дорог: Материалы научн. конф., Минск, 22–23 окт. 1996 г./ БГПА. – Минск, 1996. – С. 47–51.

156. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. О работе приопорных сечений сборно-монолитных элементов// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгана.– Брест, 1998.– С. 102–110.
157. Тур В.В., Кондратчик А.А., Марчук В.А. Комбинированный способ предварительного напряжения арматуры// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгана.– Брест, 1998.– С. 74–87.
158. Тур В.В., Кондратчик А.А., Марчук В.А. Новая технология изготовления пространственных конструкций// Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сб. тр./ Под ред. Н.П. Блещика и В.В. Тура.– Брест: БПИ, 1998.– С. 74–82.
159. Тур В.В. Самонапряженные сборно-монолитные конструкции// Перспективы новых технологий в строительстве/ Сб. тр. под ред. Т.М.Пецольда.– Гомель, БелГУТ, 1997 – С. 27–34.
160. Тур В.В. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных ребристых плит перекрытий: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ НИИЖБ.– Москва, 1988.– 24 с.
161. Тур В.В. Концепция применения напрягающего бетона в сборно-монолитных конструкциях// Многоэтажные жилые здания с монолитными и сборно-монолитными каркасами/ Мат. научн.-техн. конф. Под ред. А.И.Мордича.– Минск, БелНИИС, 1997.– С. 21–24.
162. Тур В.В., Пикула А.И., Ковальчук С.Н. Экспериментально-теоретические исследования механизма формирования собственных напряжений в бетоне на основе напрягающего цемента// Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений: Сб. тр./ Под ред. Н.П. Блещика и В.В. Тура.– Брест: БПИ, 1998.– С. 34–41.
163. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н. К построению аналитической модели работы стыкового соединения железобетонных сборно-монолитных конструкций// Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр./ Под ред. В.И. Драгана.– Брест: БПИ, 1998.– С. 57–60.
164. Усманов В.Ф. Влияние длительного нагружения сборных элементов на трещиностойкость и деформативность сборно-монолитной конструкции: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01.– Киев, 1980.– 198 с.
165. Харченко А.В. Исследование прочности сборно-монолитных изгибаемых элементов по нормальным сечениям: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01.– Киев, 1980.– 160 с.
166. Харченко А.В. Расчет прочности сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям// Бетон и железобетон.– 1982.– № 1.– С. 12–13.
167. Харченко А.В. К учету влияния предварительного нагружения сборных элементов на несущую способность сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям// Строительные конструкции: Сб. тр.– Киев, 1981.– С. 82–85.
168. Ходжаев С.А., Юсупов Р.Р. Прочность и деформации напрягающего керамзитобетона// Бетон и железобетон.– 1982.– № 9.– С. 31–32.
169. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном.– Москва: Стройиздат, 1981.– 184 с.

- 170.Цейтлин С.Ю. Расчет предварительно-напряженных элементов с трещинами обжатия// Бетон и железобетон.– 1977.– № 1.– С. 31–33.
- 171.Черный А.С. Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций// Бетон и железобетон.– 1982.– № 1.– С. 36.
- 172.Штарк Я., Харченко И.Я. Применение расширяющегося цемента в практике строительства// 75Jahre Quellezeit: Proc. Int. Symp./ HAB. Wejmar. Germany.– Wejmar, 1995.– P. 3–10.
- 173.Шейкин А.Е., Якуб Т.Ю. Безусадочный портландцемент.– М.: Стройиздат, 1996.– 137 с.
- 174.Wee T.H., Chin M.S., Mansur M.A. Stress-strain Relation-Ship of High-Strength Concrete in Compression// Mag. of Mat. in Civil Eng.– vol. 17, N 5.– P. 70–76.
- 175.Mansur M.A., Wee T.H., Chin M.S. Derivation of the Complete Stress-Strain Curves for Concrete in Compression// Mag. Of Concrete Res.– vol. 47, 173 – 1995.– P. 285–290.
- 176.Al-Gahtani A.S., Rasheeduzzafar. Performance of Repair Materials Exposed to Fluctuation of Temperature// J. Of Mat. And. Civ. Eng.– 1995.– vol. 7, N 1.– P. 9–18.
- 177.Al-zaid R., Nowak A.S. Partially Prestressed Composite Beams under Sustain and Cyclic Loads// J. Of Str. Ing.– 1988.– vol. 114, N 2.– P. 269–291.
- 178.Aroni S. Influence of Aggregate Types on Expanding Concrete Properties/ MS thesis/ Univ. Of California, Berkley.– California, 1965.– 74 p.
- 179.Aroni S., Bertero V.V. and Polivka M. Chemically Prestressed Concrete// J. PCI.– 1968.– Vol. 12, № 5.– P.22–35.
- 180.Aroni S., Polivka M. Effect of Expanded Shale Aggregate on Properties of Expansive Cement Concrete// RILEM Symposium on Lightweight Aggregate Concrete.– Budapest> MFR, 1967.– P. 475–502.Rosenthal J., Bluger F. Continuous Skin-Stressed Slabs// Betonwerk-Fertigteie–TECHNIK.– 1983.– HEFT. 7, N 7.– P. 449–456.
- 181.Aroni S., Polivka M. Expansive Concrete Structures// J. PCI.– 1971.– vol. 13, N 7.– P. 127–142.
- 182.Aroni S., Polivka M., Brestler B. Expansive Cement and Expanding Concrete. Report N 66-7// Dep. Of Civil Eng.– 1968.– vol. 1, N 6.– P. 74–97.
- 183.Astoc V.S. Avis sur le plancher a poutrelles en beton precontaint RECTOR // Cahier Centre Scient et Techn. Batiment.– 1977.– cahier N1781, № 8.– P.1–4.
- 184.Bazant Z.P. Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete// Wiley and Sones: New York, 1988.– 427 p.
- 185.Bazant Z.P. Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Model as Method// J. ACI.– 1972.– vol. 14, N 4.– P. 734–778.
- 186.Benuska K., Bertero V., Polivka M. Self-stressed Concrete for Precast Building Units. Paper for FIPsix Congress.– 1970.– Vol. 7, № 3.– P.14–17.
- 187.Beriia M. Shrinkage-compensating concrete and their durability// Concrete Structures/ VTT Symp./ Cement and Concrete As.– London, 1984.– P. 267–279.
- 188.Bertero V. V., Choi J., Chemically Prestressed Concrete Hyperbolic Paraboloid Shell Model// Proceedings, World Conference on Shell Structures, San Francisco, 1972/ National Academy of Science.– Washington HC, 1974.– P.146–158.
- 189.Bertero V.V. Curing Effect on Expansion and Mechanical Behavior of Expansive Cement Concrete// J. ACI.– 1987.– vol. 64, N 2.– P. 84–96.

190. Bertero V.V., Blester B. Behavior of Expansive Cement Concrete Under Load// International Conference of the Structure of Concrete, London, 1975/ Cement and Concrete As.– London, 1978.– P. 493–498.
191. Bertero V.V., Choi J. Effect of Type of Restrain Upon History of Expansive Cement Concrete// *ACI*.– 1972.– vol. 14, N 5.– P. 737–743.
192. Bertero V.V., Montero G.J. Precast Chemically Prestressed Concrete Frame// Report Department of Civil Engineering, University of California/–Vol. 63-4, № 10.– 25 p.
193. Bertero V.V., Polivka M. Effect of Degree of Restraint of Mechanical Behavior of Expansive Cement Concrete// *J. ACI*.– 1967.– Vol. 64, № 2.– P. 84–96.
194. Bertero V.V., Polivka M. Effect of Degree of Restraint of Expansion// *J. ASTM*.– 1974.– vol. 64, N 5.– P. 797–815.
195. Bertero V.V. Effect of Size of Cross Section Upon the Expansion History and Mechanical Behavior of Expanding Concrete// *J. PCI*.– 1966.– vol. 17, N 7.– P. 274–277.
196. Biliszczuk J., Edlebi R. Analiza efektywności sprężania betonowej płyty pomostu w wyniku wymuszenia deformacji ciągłych przęseł mostu zespolonego—*Inżynieria I Budownictwo*.– 1996.– N 3.– S. 169–173.
197. Blecken U., Deckeng G.: Neue Wege der Arbeitvorbereitung zur Rationalisierung in Shtalbetonbau// *J. Baumaschine. Bautechnik*.– 1979.– Vol. 31, № 1.– P. 53–61.
198. Branson D., Ozell A. A report on differential shrinkage in composite prestressed concrete beam// *J. of the Amer. Concrete Institute*.– 1960.– vol. 4, № 3.– P. 13–18.
199. Branson D.E., Ozell A.N. Camber in prestressed concrete beams// *J. ACI*.– 1959.– vol. 4, N 3.– P. 231–236.
200. Brosin C.D., Sabo Z.S. A Study of Bond Between Steel and Restrained Expanding Concrete// *Mag. Concrete Plus*.– 1978.– vol. 20, N 62.– P. 3–12.
201. Cachet A. Cahier der respictions techniques aux processed de planchers // *Cahier Centre Scient et Tech. Batiment*.– 1978.– cahier N1738, № 9.– P. 28–128.
202. Candlot C. Expansive Cement// *Societe d'Encouragement pour L'Industrei Nationale*.– 1890.– vol. 5, N 734.– P. 682–685.
203. Charchenko I., Gathemann D., Fisher Y.-B. Darstellung der strukturbildungaporozeze hydratisierender Quellezement// *Bustofftagung: 13 Intern. Ibausil, Wejmar, 24–26 sept. 1997/ Bauhaus-universität. – Wejmar, 1997. – P. 0899–0897.*
204. Chatterji S., Jeffery J.W. A New Hypothesis on Sulfate Expansion// *Mag. Concrete Res*.– 1963.– vol. 15, N 44.– P. 83–86.
205. Clark L.A., Gile B.S. Shear strength of smooth unreinforced construction joints// *Mag. Of Concr. Res*.– 1985.– vol. 37, N 131.– P. 95–100.
206. Cohen N.D., Richards C.W. Effects of Particle Size of Expansive Clinker of Strength-Expansion Characteristics of Type K Expansive Cement// *Cement and Concrete*.– 1982.– vol. 12, N 6.– P. 719–725.
207. Cohen N.D. Theories of Expansion in Sulfoaluminate-Type Expansive Cement// *Cement and Concrete Res*.– 1983.– vol. 13, N 7.– P. 809–818.
208. Conen N.D., Olek J., Mather B. Silica Fume Improves Expansive Cement Concrete// *Concrete Intern*.– 1991.– vol. 13, N 3.– P. 31–37.
209. Curt V. *Cahier du CSTB/ Techn PSI*.– Bonn, 1983.– 8 p.
210. Debernardi P.G. Behavior of Concrete Structures in Service// *J. of Str. Ing*.– 1989.– vol. 115, N 1.– P. 39–49.

211. Dahl K.K.B. «Uniaxial stress-strain curve of high-strength concrete/ Denmarks konstruktioner.– ser. R, N 282.– 1992.– P. 78–96.
212. Desayi P., Krishnan S. Equation for stress-strain curves of concrete/ J. ACI, –vol. 63, N 3 – 1964.– P. 245–350.
213. Building code requirement for reinforcement concrete, and commentary.– ACI 318–89/ Am. Concr. Inst.– Detr. Mich.– 1989.– 797 p.
214. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings/ Commission of the European Communities.– Turin, 1988.– 432 p.
215. Evans R., Kong F. The extensibility and microcracking in the in-situ concrete in composite prestressed concrete beams// J. Structural engineering.– 1974.– Vol. 42, № 4.– P. 17–19.
216. Evans R., Parker A. Behavior of Prestressed Concrete Composite Beams// J. ACI.– 1995.– vol. 51, N 9.– P. 738–742.
217. Expansive Cement Concrete – Present State of Knowledge. Report by ACI Committee 233. A. Aroni, J.L. Deets, H.C. Fisher e.a.// J. ACI.– 1970.– vol. 67, N 8.– P. 583–611.
218. Carriera D. And Chu K.H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression/ ACI J.– vol. 83, N 6 – 1985.– P. 797–804.
219. Firukos S. Continuity of Prestressed Concrete Cridders Under Ultimate Load Conditions// J. of PCI.– 1962.– Vol. 7, № 3.– P. 34–37.
220. Fu Y. Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial load/ J. Struct. Eng.– vol. 114, N 2.– 1988.– P. 332–351.
221. Freyermuth C.L. Design of Continuous Highway Bridges with precast prestressed concrete girders// J. PCI.– 1969.– vol. 14, N 2.– P. 14–40.
222. Fu Y. Expansive Cement Concrete for Use in Drilled Shafts// Cement and Concrete Res.– 1992.– vol. 15, N 7.– P. 212–217.
223. Ghal A., Favre R. Concrete Structures: Stressed and Deformations.– Second Edition – London: FN Spon, 1994.– 444 p.
224. Gilbert R. Time-depend analysis of Composite Steel-Concrete Sections// J. Str. Ing.– 1989.– vol. 115, N 11.– P. 2687–2705.
225. Gnidec B.G., Zawadiak P.P., Kawaciuk I.D. Prefabrykowany szkilet zelbetowy budynków przemysłowych// Inżynieria i Budownictwo.– 1990.– N 6.– S. 18–19.
226. Hanshan H., Hatcher D.S. Design of composite prestressed concrete beams// J. Proc. Amer. Soc. Civil Engrs.– 1979.– Vol. 105, № 1.– P. 185–198.
227. Hayessen W.H. Die Haibfertigteiltbauweise mit ihren technischen und wirtschaftlichen // Varbeiten Neues von Bau.– 1979.– Vol. 76, № 5.– P. 1–8.
228. Heunz D., Ludwig V. Mechanism of Secondary Ettringite Formation in Mortar and Concrete Subjected to Head Treatment// Concrete Durability: Proc. Of Kath. Mather. Intern. Symp.– Detroit: American Concrete Inst., 1987.– P. 2059–2069.
229. Hsu T.C. Mathematical analyses of shrinkage stressing model of hardened concrete// J. ACI.– 1963.– vol. 17, N 3.– P. 371–390.
230. Hsu T.C., Mau T., Chen B. Theory of Shear Strength of Reinforced Concrete// J. ACI.– 1987.– vol. 13, N 9.– P. 149–160.
231. Ish-Shalom M., Bentir A. Properties of type «K»-expansive cement of pure components// Cem. And Concr. Res.– 1974.– vol. 4, N 5.– P. 514–532.
232. Jones F.E. The quaternary system C–A–C–S–M at 25°C// Trans. Faradey Soc.– 1939.– vol. 35, N 4.– P. 1484–1493.

233. Kardumian G. High corrosion resistance of self-stressed concrete// Bustofftagung: 13 Intern. Ibausil, Wejmar, 24–26 sept. 1997/ Bauhaus-universität.– Wejmar, 1997.– P. 2-0297–2-0307.
234. Kardumian G., Tur W., Król M. Technological and Structural Properties of the Self-Stressed Concrete// 75-Jahre Quellezement: Proc. Intern. Symp./ HAB Wejmar.– Wejmar.– 1995.– P. 47–54.
235. Kawakami M., Ghali A. Cracking, Ultimate Strength and Deformation of Prestressed Concrete Section of General Shape// J. PCI.– 1996.– vol. 13, N 6:– P. 115–122.
236. Kondratczyk A, Tur W., Król M., Osobliwości (specyfika) samonapężonych zginanych elementów z betonu ekspansywnego// Materiały Konferencji: Lublin, 1996 r/ Wydawnictwo PZITB.– Lublin, 1996.– P. 173–179.
237. Kowano A., Warner R. dosel Formulations for Numerical Creep Calculations for Concrete// J. Of Str. Ing.– 1996.– vol. 122, N 3.– P. 284–290.
238. Król M. Naprawy konstrukcji z betonu materiałami ekspansywnymi// Cement-Wapno-Beton.– 1996.– N 4.– S. 71–75.
239. Król M. Rekonstrukcja dylatowanych podłóg ogrzewanych na bezdylacyjne podłogi samonapężone// Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego: Mat. Konf., Kielce, 1996 r./ Wydawnictwo PZITB.– Lielce, 1996.– S. 188–194.
240. Król M. Zaczyny i betony ekspansywne do napraw i wzmocnień konstrukcji z betonu// Aktualne problemy ochrony budowli przed korozją: Mat. Konf. Naukowej, Kraków, 17.05.95/ Politechn. Kraków.– Wyd. Uczelniane, 1995.– S. 71–73.
241. Król M., Halicka A. Strategy of Restoration of Concrete Structures with Active Compatible Materials// Concrete in the Service of mankind, Intern. Congress, Dundee, 1996/ Univ. Of Dundee.– Concrete Repair, 1996.– P. 283–291.
242. Król M., Halica A. Naprawy aktywne konstrukcji na bazie mineralnych spaiw ekspansywnych// Kontra, 1996/ PZITB.– Warszawa, 1996.– S. 187–192.
243. Król M., Tur W. About possibilities of the use of the expansive concrete in bridge structures// Konstrukcja i wyposażenie mostów. Materiały III Konf. Naukowej, Śląsk, 1997 r./ Politechn. Śl. PAN.– Śląsk–Warszawa, 1997.– S. 84–91.
244. Król M., Tur W. Badania wytrzymałościowe i odkształceniowe betonów ekspansywnych// Beton i prefabrykacja: Materiały Nauk. Konf., Jadwisin, 1995 r./ PZITB. CE-BET.– Warszawa, 1995.– S. 47–58.
245. Król M., Tur W. Beton ekspansywny do stosowania w budownictwie// Nowe rozwiązania w budownictwie: Materiały XXII Konf. Nauk.-Techn., Lublin–Brześć, 1996 r./ Politechnika Lubelska.– Lublin, 1996.– S. 27–41.
246. Król M., Tur W. Prefabrykowane zbiorniki żelbetowe z zastosowaniem betonu ekspansywnego// Reinforced and Posttensioned Concrete Silos and Tanks: Materiały X Intern. Kongr., Kraków, 1995/ Politechnika Krakowska, PAN.– Kraków, 1995.– S. 91–98.
247. Król M., Tur W. Redestrybucja sił w elementach słupowych wzmocnianych betonem ekspansywnym// Beton i Prefabrykacja: Materiały Konf. Naukowej, Jadwisin, 28–23 kwietnia, 1998/ PZITB. CEBET.– Warszawa, 1998.– S. 78–82.
248. Król M., Tur W. Samonapężone zbiorniki cylindryczne// Przegląd Budowlany.– 1994.– N 3.– S. 17–20.
249. Król M., Tur W. Zasady obliczenia kolowych zbiorników sprężonych betonem ekspansywnym// Inżynierija i Budownictwo.– 1995.– N 5.– S. 21–26.
250. Król M., Tur W. Zastosowanie betonów ekspansywnych w budownictwie// Inżynieria i Budownictwo.– 1993.– N 11.– S. 23–27.

251. Król M., Tur W., Kondratczyk A. Beton ekspansywny do stosowania w budownictwie: Katalog napraw. – Lublin: Wyd. Uczelniane, 1996. – 112 s.
252. Król M., Tur W., Kondratczyk A. Diagnostyka i naprawa styków zbiorników żelbetowych materiałami ekspansywnymi// Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego: Materiały III Konf. Naukowo-Nechn., Kielce, 1997 r./ PZITB. – Kielce, 1997. – S. 97–108.
253. Król M., Tur W., Kondratczyk A. Systematyka uszkodzeń i napraw konstrukcji żelbetowych materiałami mineralnymi// Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego: Materiały Konf. Naukowo-Nechn., Kielce, 27–29 kwietnia, 1998 r./ Politech. Świętokrz. – Kielce, 1998. – S. 199–207.
254. Król M., Tur W., Kondratczyk A. Zastosowanie betonów ekspansywnych do napraw i wzmocnień konstrukcji bedowlanych// Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawy konstrukcji: Materiały Konf. Naukowej, Lublin, 1996 r./ Politechnika Lubelska. – PZITB. – Lublin, 1996. – S. 140–151.
255. Król M., Tur W., Kondratczyk A. Zastosowanie betonów ekspansywnych przy budowie autostrad// Przegląd Budowlany. – 1996. – N 1. – S. 27–31.
256. Król M., Tur W.: Badania wytrzymałościowe i odkształceniowe betonów ekspansywnych// Beton i Prefabrykacja: Mat. Konf., Jadwisin, 1995 r./ Wydawnictwo PRZ. – Jadwisin. – 1995. – P. 76–83.
257. Król M., Tur W.: Beton ekspansywny do stosowania w budownictwie// Engineering Problems of Modern Concrete: Mat. Konf., Lublin, 1996 r./ Wydawnictwo PZITB. – Lublin, 1996. – S. 181–190.
258. Król M., Tur W.: Szerafin J. Cement ekspansywny do napraw konstrukcji betonowych metoda iniekcji// Budownictwo: Mat. konf., Lublin, 1994/ PZITB. – Lublin, 1994. – S. 17–21.
259. Kulka F. Connections For Continuity// J. of the PCI. – 1962. – Vol.7, № 2. – P. 27–28.
260. Larents V. Les planchers a predalles en beton//J. Batirama. – 1982. – ;Vol. 145, № 3. – P. 53–55.
261. Lerch W., Ashton F.W., Bogue R.H. Sulfoaluminates aof Calcium// Res. Nate. Bur. Standarts. – 1929. – vol. 2, N 1. – P. 715–731.
262. Martinez-Morales S. Spirally-reinforced high-strength concrete columns// Ph D thesis, Cornell University, Ithaca. – 1984. – 127 p.
263. Lossier H. Non-Shrinking Cements// Revue Universelle des Mines. – 1937. – vol. 13, N 5. – P. 166–169.
264. Lossier M., Cagout A., Gendrik G. Expanding Cement and Their Application Self-Stressed Concrete// Le Genie Civil. – 1944. – vol. 121, N 8–9. – P. 69–71, 61–65.
265. Mhan S. An experimental technique for obtaining complete stress-strain curves for high strength concrete/ Ctm. Concr. Aggregates. – vol. 3, N 1. – 1981. – P. 21–27.
266. Metha P.K., Klein A. Formation of Ettringite by Hydratation of System Containing an Anhydrous Calcium Sulfoaluminate Hydrates// J. Am. Cer. Sc. – 1967. – vol. 50, N 4. – P. 204–208.
267. Michaelis W. Expansive Cement// Tonindurie-Zeitung. – 1892. – vol. 16, N 7. – P. 105–107.
268. Millard S.G., Johnson R.P. Shear transfer in cracked reinforced concrete// Mag. Of Concr. Res. – 1985. – vol. 37, N 130. – P. 3–15.
269. Nesvetajev G.V., Airapetov G.A. Module of elasticity of concrete – can it be calculated?// Nordiks Betüng. – 1997. – vol. 3, N 2, P. 115–122.

270. Panchenko A. Frost resistance and Other Properties of Concrete with Expansive Additives// *Bustofftagung: 13 Intern. Ibausil, Wejmar, 24–26 sept. 1997/ Bauhaus-universität.– Wejmar, 1997.– P. 0269–0277.*
271. Prisko M., Pomero J.A. Diagonal shear in thin-webbed reinforced concrete beams: fibre and stirrup roles of shear collage// *Mag. of concr. res.– 1996.– vol. 48, N 174.– P. 59–76.*
272. Pluta J.Z. Prefabrykowane bezryglowe stropy zespoloneżż Inżynieria i Budownictwo.– 1997.– N 10.– S. 496–498.
273. Rüşh H., Jungwirth D., Hilsdorf H.K. Creep and shrinkage-shear effects on the behavior of concrete structures.– Springer Verlag: New York, 1983.– 476 p.
274. Rao R., Jayaraman R. Creep and shrinkage Analysis of Partial Prestressed Concrete Members// *J. Str. Ing.– 1989.– vol. 115, N 5.– P. 1169–1189.*
275. Rinaldi G. Test on an Expansive Concrete Beam// *Gionalle del Genio Civile.– 1949.– vol. 87, N 3.– P. 385–389.*
276. Robins P.J., Austin S.A. A unified failure envelope from the evaluation of concrete repair bond test// *Mag. Of Concr. Res.– 1995.– vol. 47, N 170.– P. 57–68.*
277. Rosental J., Bluger F. Continuous Skin-Stressed Slabs// *J. Betonwerk + Fertigteil - Technik.– 1983.– Vol. 44, № 7.– P. 449–456.*
278. Sheikh S.A. Strength and Ductility of Tied Concrete Columns/ *J. Of Str. Dir.– vol. 106, N 5.– 1988.– P. 1079–1102.*
279. Sheikh S.A., O'Neill M.W., Mechazavin M.A. Expansive Concrete Drilled Shafts// *Can J. Of Civil Eng.– 1985.– vol. 12, N 2.– P. 383–395.*
280. Sheikh S.A., Yan Fu, O'Neill M.W. Expansive Cement Concrete for Drilled Shafts// *J. ACI.– 1994.– vol. 91, N 3.– P. 237–245.*
281. Shen J., Warlaven J.C. Lineary of creep functions and the superposition principle// *Creep and Shrinkage of Concrete: Proc. Fifth Rilem Symp./ E and FN Spon.– London., 1991.– P. 207–212.*
282. Singakkara S.R. Effects of Creep and Shrinkage in Reinforced concrete slabs// *Dissertation submitted to the half-field Politechnic for degree of Ph D.– 1982.– 239 p.*
283. parrot L.J. A study of some long-term strains measured in two concrete structures// *RILEM Symp., Budapest, 1977.– vol. 2.– 1997.– P. 123–139.*
284. Tassios N., Vintzelion E. Concrete-to-Concrete Friction// *J. Str. Ing.– 1987.– vol. 113, N 4.– P. 883–897.*
285. Timusk J., Sheikh S.A. Expansive Cement Sacks// *J. AVI.– 1977.– vol. 74, N 2.– P. 80–85.*
286. *Tragwerk aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: DIN 1045–1:1998–07.– Berlin: Dutsches Institut für Normung, 1997.– 143 s.*
287. Trost H. Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton// *Beton und Stahlbetonbau.– 1967.– N 10.– S. 731–751.*
288. Tsuji Y., Migake N. Chemically Prestressed Precast Concrete Box Culverts// *Concrete International.– 1988.– Vol. 84, № 6.– P. 19–21.*
289. *Tur W. Zarysowanie i rozwarucie rys w elementach zginanych zespolonych z nadbetonem ekspansywnym// Konstrukcji zespolone: Materiały Konf. Naukowej, Zielona Góra, 1996 r./ Politechnika Z. Górska.– Zielona Góra, 1996.– S. 112–117.*

290. Tur W. Zasady obliczenia konstrukcji zespolonych z udziałem betonu ekspansyjnego// Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawy konstrukcji: Materiały Konf. Naukowej, Lublin, 1996 r./ Politechnika Lubelska.– Lublin, 1996.– S. 121–131.
291. Tur W., Basow W., Król M. Badania eksperymentalnych stropów zespolonych z udziałem betonu ekspansyjnego// Konstrukcji zespolone: Materiały Konf. Naukowej, Zielona Góra, 1996 r./ Politechnika Z.Górska.– Zielona Góra, 1996.– S. 81–90.
292. Tur W., Badania zespolonych konstrukcji żelbetowych z nadbetonem ekspansyjnym// J. Inżynieria i Budownictwo.– 1993.– № 11.– P. 31–33.
293. Tur W., Budjuk W. Konstrukcji zespolone z nadbetonem ekspansyjnym// Inżynieria i Budownictwo.– 1992.– N 11.– S. 31–37.
294. Tur W., Król M. Racjonalna wysokość nadbetonu ekspansyjnego w żelbetowych stropach zespolonych/Konstrukcji zespolone: Materiały konf. Naukowej, Z. Góra, 1996/ Wyd. PZITB.– Z. Góra, 1996.– S. 78–85.
295. Tur W., Kondratczyk A., Król M. Kryterium projektowania stropów zespolonych z udziałem betonu ekspansyjnego// Konstrukcji zespolone: Materiały Konf. Naukowej, Zielona Góra, 1996/ Politechnika Z.Górska.– Zielona Góra, 1996.– S. 97–108.
296. Tur W., Król M. Osobliwości samonapężonych zginanych elementów z betonem ekspansyjnym// Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawy konstrukcji: Materiały Konf. Naukowej, Lublin, 1996 r./ Politechnika Lubelska. PZITB.– Lublin, 1996.– S. 102–117.
297. Tur W., Król M. Zarysowanie i rozwarcie rys w elementach zginanych zespolonych z nadbetonem ekspansyjnym// Konstrukcje Zespolone: Mat. Konf., Zielona Góra, 1996 r./ Wydawnictwo PZITB.– Zielona Góra.– P. 211–219.
298. Weise R. For office building bang span concrete slabs// J. Civil Engineering.– 1982. Vol.52, № 7.– P. 50–53.
299. Wirso D. With a bare-bones system an architect s deft touch turns out a low-coast, handsome garage// J. Architect Record.– 1977.– Vol. 162, № 3.– P. 88–89.
300. Yan Fu, Shamin A., Dheikh S.A., Hooton. Microstructure of Highly Expansive Cement Pastes// J. ACI.– 1995.– vol. 91, N 1.– P. 46–53.
301. Yee A. Composite Precast Concrete Connections// J. of PCI.– 1962.– Vol. 7, № 2.– P. 2–7.
302. Yeinz D., Ludwig U. Delayed Ettringite Formation in Heat Treated Mortars and Concrete// Precast Concrete Plant and Technology.– 1989.– vol. 11, N 3.– P. 271–277.
303. Jensen K. Cahier des pescriptiones techiques commets// J. Batirama.– 1986.– Vol. 176, № 6.– P. 31–37.
304. Yoshikawa A., Wu Z., Tanabe T. Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete// J. Of Str. Ing.– 1989.– vol. 115, N 4.– P. 771–783.
305. Zavaris P. Concrete Shear Failure in Reinforced Concrete Elements// J. Of Str. Eng.– 1996.– vol. 122, N 9.– P. 1007–1015.
306. Zvezdov A.I. Concrete with Compensating Shrinkage for Prestressed Concrete Structures// Modern Prestressing Applications: Preceeding Symp.: FIP/ KYOTO.– Japan, 1993.– P. 374–381.
307. Zvezdov A., Martirosov G., Budagiants L. From expanding and self-stressing binding agents to concrete and structures of improved reliability// Nowe rozwiązania w budownictwie i naprawy konstrukcji budowlanych. Materiały Konf. Naukowej/ Politechnika Lubelska.– Lublin, 1996.– C 145–150.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
Глава 1. Расширяющийся и напрягающий цементы и бетоны на их основе	11
1.1. Определения, классификация расширяющихся вяжущих и бетонов на их основе	11
1.2. Собственные напряжения (самонапряжения) в бетоне в расширяющихся системах	17
1.2.1. Источник и механизм расширения напрягающих цементов	18
1.2.2. Геометрия собственных деформаций расширяющихся композитных структурных систем	26
1.2.3. Экспериментально-теоретические исследования напряжений при расширении напрягающего бетона	29
1.3. Свойства напрягающих бетонов	49
1.3.1. Самонапряжение	50
1.3.2. Прочность	58
1.3.3. Долговечность напрягающего бетона	76
1.4. Опыт применения бетонов на основе напрягающих цементов в строительстве	78
Глава 2. Самонапряжение железобетонных конструкций	91
2.1. Мультипликативная модель, принятая при расчете самонапряжений в конструкции	91
2.1.1. Факторы, влияющие на величину самонапряжения в конструкции	92
2.2. О гипотезе равномерного распределения самонапряжения по сечению	97
2.3. Общий случай расчета самонапряжений и связанных деформаций в сечении конструкции при расширении напрягающего бетона	105
2.3.1. Результаты экспериментальных исследований	105
2.3.2. Деформации, напряжения и усилия в ограничивающей арматуре	113
2.3.3. Распределение связанных деформаций расширения по высоте сечения	115
2.3.4. Опытная проверка расчетных зависимостей	118
Глава 3. Самонапряжение сборно-монолитных конструкций	125
3.1. Предпосылки применения напрягающего бетона в сборно-монолитных конструкциях	125
3.1.1. Усадка и ползучесть в сборно-монолитных конструкциях	125

244 *Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона*

3.1.2. Напряженно-деформированное состояние сборно-монолитной конструкции при расширении монолитного напрягающего бетона	139
3.1.3. Гипотеза «условного» армирования при оценке самонапряжения	142
3.2. Факторы, влияющие на самонапряжение сборно-монолитной конструкции	144
3.3. Построение расчетной модели для определения параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении монолитной набетонки	154
3.3.1. Определение площади "условного" армирования и параметров напряженно-деформированного состояния составного сечения	154
3.3.2. Усилия, действующие в плоскости контакта при расширении напрягающего бетона монолитной части	170
3.4. Экспериментальные исследования самонапряженных сборно-монолитных элементов балочного типа	180
3.4.1. Методика проведения исследований	180
3.4.2. Основные результаты исследований и их анализ	189
3.4.3. Сопоставление опытных данных с результатами расчета	206
3.5. Определение дополнительных усилий от длительных процессов в сборно-монолитной самонапряженной конструкции	207
3.5.1. Параметры усадки и ползучести для напрягающего бетона	207
3.5.2. Расчет усилий от усадки и ползучести	216
Заключение	224
Список использованных источников	225
Содержание	243

Научное издание

Тур В.В.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ
ПРИ ПРИМЕНЕНИИ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА**

Редактор
Компьютерная верстка и дизайн

Т.В. Строкач
В.В. Малыха

Подписано в печать 1.07.98. Формат 60×84_{1/16}. Бумага CopyRex. Гарнитура Arial. Уч. изд. л. 15.37. Усл. печ. л. 14.3. Заказ № 409 . Тираж 500 экз. Отпечатано на ризографе Брестского политехнического института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.