

Е.А.Гузеев, С.Н.Леонович, К.А.Пирадов

**МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА:
вопросы теории и практики**

Брест
1999

314346

УДК 620.192:624.05

Печатается в соответствии с решениями Совета строительного факультета Белорусской государственной политехнической академии и научно-технического Совета Научно-исследовательского проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона (НИИЖБ) Гостроя Российской Федерации

Рецензенты:

доктор технических наук, профессор Ю.В.Зайцев,
доктор технических наук, профессор В.В.Жуков

Е.А.Гузеев, С.Н.Леонович, К.А.Пирадов. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. — Брест: БПИ, 1999. — 217 с.

В книге, написанной доктором технических наук, профессором Е.А.Гузеевым и его учениками — доктором технических наук К.А.Пирадовым и кандидатом технических наук С.Н.Леоновичем — в доступной форме изложены современные представления о механизме разрушения бетона как при кратковременном, так и при длительном и циклическом нагружениях. Охвачен широкий круг вопросов, включающих в себя выяснение причин разрушения бетона, определение характеристик его трещиностойкости, расчет параметров трещин бетона при различных температурно-влажностных режимах, внедрение механики разрушения бетона в практику строительства и расчета конструкций по несущей способности и долговечности.

Книга предназначена для студентов вузов, аспирантов, а также научных и инженерно-технических работников, интересующихся вопросами долговечности, трещиностойкости и механики разрушения.

УДК 620.192:624.05

© Е.А.Гузеев, С.Н.Леонович, К.А.Пирадов, 1999

© Брестский политехнический институт, 1999

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие.

Глава 1. Основные положения механики разрушения	11
Глава 2. Специфика моделей разрушения бетона	21
Глава 3. Экспериментальные исследования по определению параметров механики разрушения для бетона	48
3.1. Методы определения величины K_c для бетона	48
3.2. Многофакторный анализ трещиностойкости бетона. Подбор состава бетона из условия обеспечения его оптимальной трещиностойкости структуры и прочности	56
3.2.1. <i>Параметры оптимизации и факторы</i>	56
3.2.2. <i>Выбор интервалов варьирования</i>	57
3.2.3. <i>Планирование эксперимента и изготовление опытных образцов</i>	59
3.2.4. <i>Результаты планового эксперимента</i>	61
3.2.5. <i>Подбор состава бетона по требуемой трещиностойкости структуры</i>	66
3.2.6. <i>Некоторые дополнительные зависимости</i>	67
3.3. Параметры трещиностойкости при развитии в структуре бетона процессов сульфатной коррозии	68
3.4. Разрушение по зоне контакта двух бетонов (материалов)	71
Глава 4. Развитие трещин в бетонных элементах при длительном нагружении	77
4.1. Общие положения	77
4.2. Методика испытаний	80
4.3. Результаты испытаний	85
4.4. Расчет длины трещины	91
4.5. Сопоставление теоретических и экспериментально полученных результатов	96
4.6. Определение ширины раскрытия трещины, развивающейся во времени	106
Глава 5. Развитие трещин в бетонных элементах при циклическом нагружении	111
5.1. Методика испытания	111
5.2. Результаты испытаний	114
5.3. Расчет длины усталостной трещины	119
5.4. Изменение ширины раскрытия трещины в процессе восприятия циклической нагрузки	133

Глава 6. Расчет долговечности бетона	140
6.1. Физико-механические основы долговечности бетона	140
6.2. Физическая модель кинетики разрушения бетона при тепловлажностных воздействиях	144
6.3. Общие положения расчета	146
6.4. Теоретические обоснования и аналитические решения напряженного состояния и трещиностойкости бетона на основе обобщенного критерия	149
6.5. Определение основных характеристик трещиностойкости бетона на любом уровне его иерархического строения	167
6.6. Расчет характеристики трещиностойкости с учетом временного фактора	170
6.7. Алгоритмы расчета	172
6.7.1. Алгоритм расчета долговечности бетона по обобщенному критерию	172
6.7.2. Расчет элементов конструкций на усталостную долговечность	174
6.8. Категории долговечности бетона	174
6.8.1. Прогноз долговечности бетона и нормирование основной характеристики трещиностойкости	174
6.8.2. Категории долговечности и параметры критической трещиностойкости	179
Глава 7. Специальные задачи и приложения механики разрушения бетона	182
7.1. Иллюстрационная задача	182
7.2. Расчет железобетонных элементов на основе энергетической концепции Гриффитса	184
7.3. Механика разрушения и оптимизация состава бетона и армирования конструкций крупнопанельных зданий	194
7.4. Примеры расчета долговечности эксплуатируемых железобетонных конструкций	199
Глава 8. Проблемные вопросы теории и практики механики разрушения	204
Заключение	208
Литература	209

Предисловие

Если XX век начинался с массового применения автомобильных моторов, с грохота орудий броненосцев, с введения телефонной связи и робкого использования бетона как конструкционного материала для строительства, то к концу века бетон стал основным строительным материалом, и главной его характеристикой при расчетах конструкций, определении его свойств и эксплуатационных качеств (в том числе стойкости) является прочность. Впрочем, во все времена прочность была главенствующей характеристикой и для других материалов. Но постепенно общепринятое понятие прочности материалов и конструкций из них подвергалось переосмыслению и сейчас не может быть рассмотрено без привлечения прямо противоположного понятия – разрушения. Причем разрушение – это не мгновенный акт нарушения сплошности, наступающей в момент перехода через критическое напряжение, а растянутый во времени процесс непрерывного зарождения макроразрушения в высокоградиентных полях напряжений и деформаций, возникающих в структурных элементах материала у растущих трещин. Заметим, что это переосмысление было продиктовано теми разрушениями, которые постоянно происходили на море, суше и в воздухе. Разрушались громадные военные корабли – целые плавающие города со своими хлебопекарнями, мастерскими, салонами и орудиями почти в два охвата, дирижабли, мосты, взрывались мощные паровые котлы, хотя рассчитаны были, казалось, по всем правилам науки о прочности. Во времена второй мировой войны внезапно разрушились несколько эскадренных миноносцев типа «Либерти»: трещины зарождались в острых углах люков, практически мгновенно распространяясь по обоим бортам корпуса и разламывая корабли пополам. За ними последовали танкеры, плавучие платформы, самолеты, газопроводы. Это привлекло интерес ученых к законам развития трещин в материалах, а так как при этом были использованы основные положения и методы механики сплошной среды. То наука, изучающая эти законы, а также несущую способность тел с учетом распространения в них трещин, получила название «механики разрушения». И неудивительно, что у ее истоков стояли сотрудники военных исследовательских центров. С 50-х годов в практику контрольных

* А ведь эскадренный миноносец – это не утлая шаланда водоизмещением в полтонны кефали. Это стальной гигант с командой в 353 человека. Вот технические данные «Либерти»: длина 114,7 м, водоизмещение 2750 т, 5 127-мм орудий, 5 торпедных аппаратов и масса всякой малокалиберной мелочи.

расчетов прочно вошла новая конструктивная инвариантная структурная характеристика состояния материала — эффективная энергия разрушения и ее произвольная константа — критический коэффициент интенсивности напряжений. И с тех пор эта характеристика помогает создавать сложнейшие конструкции из металлов, керамики, пластмасс, выявлять опасные дефекты, спасая жизни тысяч людей, помогает оценивать эффективность ремонтных или реставрационных работ на различных объектах, увеличивать предельный ресурс работы действующих турбин тепловых электростанций и решать множество других разнообразных задач. Только мы — ученые, занимающиеся проблемами бетона и железобетона, остаемся во многом «по-английски» консервативны. Между тем этот временный гандикап дорогого стоит — прочность, как характеристика бетона, не способна дать информацию о долговечности бетона, так и, естественно, конструкций из него (о противоречивости и неоднозначности этой характеристики мы поговорим в дальнейшем). Поэтому неудивительно, что широкое применение бетона и железобетона в различных отраслях промышленности, гидротехнике, мелиорации, сельском хозяйстве, машиностроении без расчетной оценки сроков безремонтной службы конструктивных элементов на стадии подбора состава бетона, расчета и без анализа затрат на ремонты и восстановления на стадии эксплуатации явилось причиной общего негативного отношения к уникальному конструктивному материалу, способному принять от конструктора и технолога любые формы и свойства, заданные при проектировании и изготовлении.

В период максимального высоких объемов ежегодного производства бетона в нашей стране (более 1 м^3 на человека) потери от коррозии, размораживания, температурной деструкции бетона в конструкциях оценивались, по данным Госкомстата, огромной суммой: 1,25 % национального дохода*. В эти затраты включались не только стоимость работ и материалов на ремонты, восстановление, но и ущерб производству от не соответствующего требованиям эксплуатации состояния строительных конструкций и от нарушения технологических режимов в период ремонтов, часто связанных с остановкой производства.

Бетон и железобетон используются в сооружениях и конструкциях, предназначенных для длительных сроков эксплуатации. Это предопределе-

* Для сравнения приведем данные университета в городе Колумбус (Огайо, США): общие суммарные затраты в экономике США, связанные с ущербом от разрушения и с марами, направленными на его предотвращение, составляют 4 % валового национального продукта.

но особенностями и спецификой их ремонта и повторного использования. С этих позиций долговечность бетонных и железобетонных конструкций необходимо оценивать на стадиях их проектирования, изготовления элементов и возведения в зависимости от условий эксплуатации в зданиях и сооружениях с разнообразными режимами тепловых, коррозионных и силовых воздействий. Основные параметры воздействий достаточно строго нормированы в строительных нормах и отраслевых руководствах. Однако по нормам проектирование конструкций ведется с различными подходами к оценке сопротивления сооружения или здания комплексу воздействий, что учитывается в основном общим определением «капитальность». В это определение наряду с экономическими показателями включена и степень ответственности за последствия аварии или потери эксплуатационной пригодности сооружением или зданием. Так для основных гидротехнических сооружений, зданий электростанций, в том числе тепловых, в зависимости от их мощности приняты три класса капитальности: 150, 200 и более 250 лет. В промышленном и гражданском, транспортном, сельскохозяйственном и жилищном строительстве сроки службы зданий и сооружений нормировались в разное время от 25 до 100 лет. В 1975 г. в бюллетене ВКБ № 106 были приведены оптимальные сроки службы до капитального ремонта и реконструкции железобетонных конструкций: в мостах – 100..200 лет, в эстакадах и уникальных зданиях и домах – 50..100 лет, в промышленных цехах – 50 лет, в животноводческих и сельскохозяйственных постройках – 10 лет.

Методы расчета конструкций, основанные на теориях деформаций и прочности бетона. Имеют целью не допустить наступления предельных состояний по трещиностойкости, деформациям и прочности в сечениях конструкций при эксплуатации в течение всего срока службы здания или сооружения. При этом предполагается, что нормативные документы, устанавливающие сроки службы, со всей полнотой отображают весь сложный комплекс технологических силовых (статических, динамических и др.) и несиловых (температурных, климатических и физико-химических коррозионных) воздействий. И вот тут на авансцену выходит такое свойство бетона, как прочность, именно на нее ориентируются при подборе состава. Ведь считается, что правильно подобранный состав бетона только по прочности, из условия минимума расхода цемента (по активности цемента, водоцементному отношению, объемному содержанию песка и щебня), обеспечивает полный срок службы конструкций, зданий и сооружений, установленных требованиями строительных нормативов. Но это не так. Прочный

— еще не значит долговечный, а долговечный — это и прочный (ведь если рассчитать долговечность по физико-химическим и структурным параметрам бетона на известные внешние нагрузки и воздействия, то и прочность, а если точнее, несущая способность, будет обеспечена априори). Долговечность — это сопротивление бетона воздействиям, которое возможно количественно охарактеризовать энергией, затрачиваемой на разрушение структуры бетона и выражаемой количественно критическим коэффициентом интенсивности напряжений. Мы уже упоминали этот параметр, он будет вместе с нами и в дальнейшем, а здесь отметим, что это — основная характеристика линейной механики разрушения. А ведь механика разрушения идеально подходит для бетона и железобетона (здесь можно даже поменять местами акценты: когда 150 лет назад Ламбо обмазывал каркас лодки цементным раствором, он создавал материал, на котором лучше всего апробировать законы механики разрушения). Действительно, в бетоне еще до приложения внешней нагрузки имеется огромное количество структурных дефектов различного происхождения, причем размеры их неодинаковы. К тому же бетон и железобетон являются, пожалуй, единственными конструкционными материалами, наличие трещин в которых предопределено самой их сущностью и состоянием работы под нагрузкой; кроме того, в них допускается в эксплуатационном состоянии раскрытие трещин до относительно больших размеров, что учитывается в расчете и не вредит длительной службе конструкций. Иначе говоря, бетона и железобетона без трещин не бывает, поэтому использование методов механики разрушения при расчете конструкций из этих двух трещиноватых материалов целесообразно и оправдано. Вот почему мы рискуем предположить: в XXI веке основной нормируемой характеристикой бетона будет энергия, затрачиваемая на разрушение его структуры, и ее рабочий параметр — критический коэффициент интенсивности напряжений, с которым мы и должны войти в новый XXI век.

В первой главе книги мы кратко излагаем положения механики разрушения: энергетическая и силовая концепции; сущность коэффициента интенсивности напряжений (совсем не коэффициента в традиционном понимании этого термина, а физического параметра и константы материала); типы деформаций в вершине трещины; критерии разрушения и многие другие важные, на наш взгляд, зависимости и термины.

Многие думают, что механика разрушения бетона — это большое белое пятно, нечто неизведанное, между тем имеется достаточное количество

литературы в этой области. Мы попытались ее систематизировать во второй главе, показать достижения, не умолчав при этом о недостатках и противоречиях.

Как подобрать состав бетона по прочности и трещиностойкости; получить бетон заданной трещиностойкости (а значит, как мы увидим в последующих главах, и заданной долговечности). Об этом – в третьей главе. Об этом и еще многом другом: рациональном количестве крупного заполнителя в бетоне, параметрах трещиностойкости при развитии в бетоне коррозионных процессов, разрушении при его иницировании на границе двух различных по структуре материалов и о вычислении параметров трещиностойкости по известному составу бетона.

Об экспериментах по изучению кинетики развития трещин при длительном действии нагрузки рассказано в четвертой главе. Приложенные к конструкциям нагрузки изо дня в день вызывают движение трещин в их сечениях и объемах, и во времени мы имеем бетоны с совершенно различными свойствами. Чтобы бороться с трещинами, надо знать, иначе говоря, прогнозировать их параметры, поэтому мы излагаем расчет длины и ширины раскрытия трещин, развивающихся под нагрузкой во времени.

В пятой главе представлены экспериментальные исследования развития трещин в бетоне при циклическом действии нагрузки. Нам кажется, что широкая гамма варьируемых характеристик и большое количество исследуемых параметров делают этот эксперимент интересным. Расчет длины и ширины раскрытия трещин при действии циклической нагрузки позволит не только избежать их развития до критических размеров, но и управлять в целом всем процессом разрушения.

Шестая глава посвящена расчету долговечности бетона. Здесь сформулированы основные принципы, определяющие механизмы разрушения бетона и его долговечность. На них следует обратить особое внимание: за определениями, формулами и графиками легко угадываются стратегические возможности методов механики разрушения. Здесь также приведены исследования напряженного состояния в бетоне при вероятных схемах заполнения трещиновидных дефектов структуры паром, жидкостью и льдом. С помощью методов механики разрушения получены зависимости для расчета коэффициентов интенсивности напряжений в бетоне с трещинами нормального отрыва и сдвига. Для описания обобщенного критерия трещиностойкости бетона с заданными параметрами дефектов в структуре предложены аналитические зависимости, а для удобства поль-

звания этими непростыми на первый взгляд формулами приведены алгоритмы расчета долговечности бетона.

Иллюстрационная седьмая глава посвящена практическим задачам механики разрушения бетона. А какой бетон без арматуры?! Примеры построения расчета несущей способности железобетона, конструирования и проектирования несущих крупнопанельных зданий, определения остаточного ресурса конструкций – везде с нами механика разрушения.

В восьмой главе перечислены те проблемы, которые уже решены с помощью методов механики разрушения, и те, которые только предстоит разрешить в ближайшие годы.

В книге содержатся дискуссионные положения по некоторым вопросам применения линейной механики разрушения к расчету долговечности бетона. Однако авторы надеются, что использование современных методов исследований структурных особенностей бетона позволит в ближайшее время создать общую теорию долговечности бетона и построить более строгий метод расчета межремонтных сроков службы железобетона.

Цель книги – дать представление строителям о механизме разрушения бетона трещинами, о параметрах его трещиностойкости, о возможностях методов механики разрушения в расчете бетонных и железобетонных элементов при различных внешних силовых и несиловых нагрузках и воздействиях, о долговечности и параметрах, определяющих сроки службы железобетона, так как придание необходимой долговечности конструкциям зданий и сооружений гораздо более важная задача, чем придание им заданной прочности.

Книга рассчитана на специалистов в области исследования, проектирования и строительства зданий и сооружений из бетона и железобетона. Она может быть полезной специалистам, применяющим бетон и железобетон как конструкционный материал в машиностроении, позволит расширить знания студентам высших учебных заведений строительных специальностей, аспирантам и читателям, интересующимся проблемами долговечности, трещиностойкости, прочности бетона и новыми методами расчета конструкций из него.

Мы благодарны всем, кто прочтет эту книгу, кого она заинтересует. И здесь же отметим, что главы 2, 3, 4, 5 и заключение написаны К.А. Пирадовым, глава 8 – Е.А. Гузеевым, предисловие и остальные главы – авторами С.Н. Леоновичем, Е.А. Гузеевым, К.А. Пирадовым совместно (в написании § 3.3 принимал участие Т.Л. Мамаев, § 7.3 написан Г.Г. Гурешидзе и К.А. Пирадовым), примечания к тексту подготовил К.А. Пирадов.

Глава 1

Основные положения механики разрушения

Мы уже говорили, что главной характеристикой свойств материала издавна является прочность. Под прочностью понимается способность материала или конструкции из него не поддаваться разрушению в течение некоторого периода времени. Попробуем определить прочность какого-либо материала. Для решения этой задачи есть два пути: 1) зная прочность контактов взаимодействия элементарных частиц и их количество или силы сцепления двух атомов в твердом теле (для физиков это простая задача*), можно путем расчета определить теоретическую прочность материала; 2) изготовив образец, можно экспериментально определить его техническую прочность. Сопоставление результатов этих двух вычислений показывает, что теоретическая прочность в 100 ... 200 раз больше технической. Объяснить это противоречие удалось в 1920 году академику А. Иоффе. Он провел несложный опыт: экспериментально определил прочность ионного кристалла каменной соли (40 ... 50 МПа), затем погрузил кристалл в горячую воду, в которой растворился поверхностный слой некоторой толщины, и вновь измерил прочность кристалла. На этот раз она оказалась равной 2000 МПа. Вывод напрашивался сам собой: увеличение прочности произошло из-за того, что кристалл, лишившись поверхностного слоя, освободился и от многочисленных дефектов – трещин и царапин. Почему же поверхностные дефекты так влияют на прочность? Чтобы разобраться в этом, воспользуемся понятием концентрации напряжений, появившимся в начале XX века. Допустим, сплошная пластина растягивается силами P , создающими напряжения $\sigma_0 = P/A$, где A – площадь сечения пластины.

* Это и вправду очень простая задача. Определим теоретическую прочность кристаллов NaCl. Теоретическая прочность $P_f = v r_i$, где $v = 1/b^2 = 10^{19} \text{ 1/m}^2$ (b – расстояние между атомами Na и Cl, $b \approx 3\text{Å}$), r_i – сила взаимодействия атомов, $r_i = e^2/b^2 = (1,5 \cdot 10^{-14})^2 / (3 \cdot 10^{-10})^2 = 2,5 \cdot 10^{-9} \text{ Н}$ (e – заряд электрона). Тогда $P_f = 10^{19} \cdot 2,5 \cdot 10^{-9} = 2,5 \cdot 10^{10} \text{ Па} = 2,5 \cdot 10^4 \text{ МПа}$. В принципе, теоретическую прочность можно определить гораздо проще: $P_f = 0,1E$, где E – модуль упругости.

Вырежем в этой пластине отверстие, уменьшающее ее сечение на 20% (рис. 1.1). Тогда, по нашим представлениям о напряжении на контуре отверстия, они равны

$$\sigma_1 = P/(A - 0,2A) = 1,25 P/A = 1,25\sigma_0.$$

Однако немецкий механик Г. Кирш, теоретически определив напряжения в точках А и В, обнаружил, что напряжения там превосходят в 3 раза (а не в 1,25) σ_0 – напряжения в сплошной пластине. Такой эффект и называется концентрацией напряжений, а число, показывающее, во сколько раз напряжение около

отверстия больше номинального (т.е. в сплошной пластине), называется коэффициентом концентрации напряжений K_{ic} . В нашем примере этот коэффициент равен 3. В случае эллиптического отверстия коэффициент концентрации напряжений, определенный английским корабельным инженером К. Инглисом, равен $1+2a/b$, где a/b – отношение полуосей эллипса.

Теперь представим трещины на поверхности кристалла каменной соли в опыте А. Иоффе в виде сильно вытянутых эллипсов. Примем соотношение полуосей эллипса $a/b = 25$, когда $K_{ic} = 51$. Разделив прочность кристалла с гладкой поверхностью на K_{ic} , получим $2000/51 = 39,2$ МПа, что примерно соответствует технической прочности каменной соли. То есть совершенство структуры кристалла приводит к повышению прочности.

Этот и другие эксперименты по упрочнению кристаллов, а также случай преждевременного разрушения конструкций и сооружений при напряжениях, которые были меньше расчетных, показали, что прочность не является постоянной материала, а процесс разрушения любого твердого тела – это развитие трещин и трещиноподобных дефектов в локальных объемах с их дальнейшим объединением в магистральные трещины. Изучая традиционные вопросы сопротивления материалов и конструкций и уделяя особое внимание собственно разрушению как процессу, а не мгновенному акту, в мире сложилось новое научное направление – механика

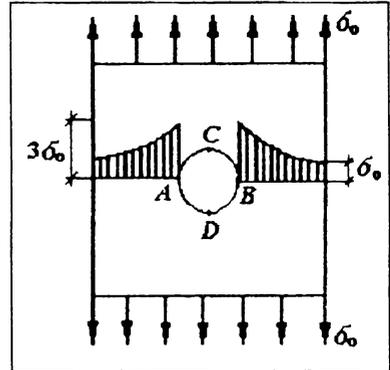


Рис. 1.1. Концентрация напряжений вокруг отверстия

разрушения. Механика разрушения – это та часть науки о прочности материалов и конструкций, которая связана с изучением несущей способности тела с учетом распределения в нем трещин, а также с изучением различных закономерностей их развития.

В 1920 году английский ученый из Авиационного исследовательского центра в Фарнборо А. Гриффитс попытался достичь [69, 70] теоретической прочности стекла в опытах на разрыв стеклянных нитей-волокон различного диаметра. Он установил, что чем тоньше нити стекла, тем больше напряжения, возникающие при их разрыве, причем в области крайне малых диаметров прочность волокон становится сравнимой с теоретическими оценками (≈ 14000 МПа). Гриффитс пришел к выводу, что в стекле существует множество трещин (к такому же заключению пришел и А. Иоффе), которые визуально невозможно обнаружить, при этом в тонких волокнах вероятность существования таких трещин значительно меньше. Основная заслуга Гриффитса состоит в том, что он связал причины развития в теле трещины с процессами накопления и освобождения в нем энергии деформаций. Кроме того, он распространил расчеты Инглиса о концентрации напряжений у корабельных люков на дефекты микроскопических размеров. Роль энергии в процессе разрушения состоит, по Гриффитсу, в следующем: концентрации напряжений у вершины трещины недостаточно для того, чтобы трещина разрушила материал, для продолжения процесса разрушения необходимо обеспечить подвод дополнительной энергии к вершине трещины.

Попробуем более детально разобраться с вопросом о балансе энергии в теле с трещиной, таким образом мы вникнем в сущность энергетического подхода Гриффитса.

Прямоугольную пластину единичной толщины растянем напряжением σ и жестко закрепим ее края (рис. 1.2.). В закрепленной пластине запасена энергия упругой деформации V_e . Для ее определения вспомним кривую деформирования стали, имеющей площадку текучести (рис. 1.3.). Если при нагружении образца деформация характеризуется точкой В, то произведенная на единицу объема работа равна площади фигуры OABC. При разгрузке образца деформации его ниспадут по прямой BD и отрезок DC будет характеризовать обратимую упругую деформацию ϵ_{el} , а OD – необратимую остаточную ϵ_{pl} . Таким образом, площадь треугольника

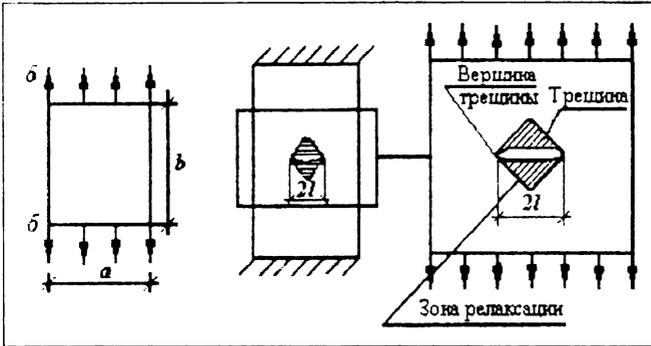


Рис. 1.2. Растяжение прямоугольной пластины единичной толщины

V_{CD} представляет собой обратимую упругую энергию V_0 , а площадь фигуры $OABD$ – необратимую работу пластических деформаций; $V_0 = S_{\Delta BCD} = \sigma \varepsilon / 2 = \sigma^2 / (2E)$. В нашем примере $V_0 = \sigma^2 / (2E)$ на единицу площади пластины, а полная запасенная энергия $V_0 = \sigma^2 / (2E) ab$. Пусть в пластине образовалась трещина, ее появление приведет к разгрузке материала, непосредственно прилегающего к ее "берегам". То есть в заштрихованной зоне на рисунке 1.2 напряжения и деформации уменьшаются, и упругая энергия, запасенная в этой зоне, высвобождается. Площадь зоны имеет порядок l^2 , значит, освобожденная упругая энергия равна

$$V = V_0 - C \frac{\sigma^2}{2E} l^2. \quad (1.1)$$

Здесь C – множитель, учитывающий неопределенность формы и размеров заштрихованной зоны. Гриффитс определил C с помощью решения Инглиса о растяжении пластины с эллиптическим разрезом; $C = 2$ и

$$V = V_0 - \frac{\pi \sigma^2}{E} l^2. \quad (1.2)$$

Эта энергия поступает в вершину трещины, где возникла кон-

центрация напряжений, и там расходуется на образование двух новых поверхностей тела (трещины), т.е. на разрушение. Работа, затрачиваемая на образование трещины длиной $2l$ (l - половина длины трещины)

$$G = 4l\gamma \quad (1.3)$$

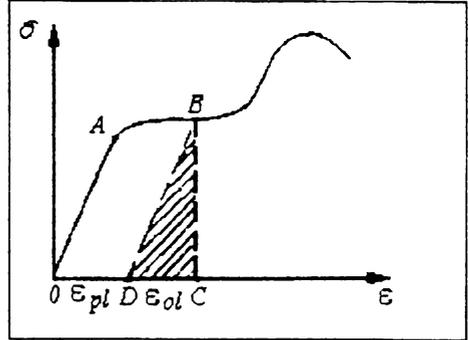


Рис. 1.3. Кривая деформирования мягкой стали

где γ – удельная работа разрушения на образование новой поверхности тела (в результате роста трещины образуются две новые поверхности, поэтому $G = 2 \cdot 2l\gamma = 4l\gamma$) или удельная плотность поверхностной энергии тела (по Гриффитсу, но экспериментально это подтверждается только для стекла). Составим баланс энергии. Кромки пластины закреплены и неподвижны, а внешние силы работы не совершают. Пусть длину трещины увеличиваем на малую величину Δl , тогда высвободится энергия деформации $-\Delta V=0$ (минус показывает, что энергия высвобождается):

$$-\Delta V = -[V(l + \Delta l) - V(l)] = -\left[V_0 - \frac{\pi\sigma^2(l + \Delta l)^2}{E} - V_0 + \frac{\pi\sigma^2 l^2}{E} \right] = \frac{2\pi\sigma^2 l \Delta l}{E} \quad (1.4)$$

(мы пренебрегли ввиду малости величиной Δl^2). На увеличение длины трещины должна быть затрачена энергия ΔG :

$$\Delta G = 4\gamma(l + \Delta l) - 4\gamma l = 4\gamma l \Delta l. \quad (1.5)$$

Если $-\Delta V > \Delta G$, то освободившейся энергии хватит на разрушение материала и трещина будет распространяться. Если $-\Delta V < \Delta G$, тогда освобожденной энергии будет недостаточно для

разрушения и трещина увеличиваться не будет. То есть условием наступления критического состояния (малейшее увеличение σ вызовет разрушение) служит равенство

$$-\Delta V = \Delta G, \quad (1.6)$$

являющееся критерием локального разрушения (то есть начала распространения трещины) энергетической теории Гриффитса.

Отсюда определим критическое напряжение

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi\sigma^2}} \quad (1.7)$$

и критическую величину полудлины $\left(\frac{2l}{2} = l\right)$ трещины

$$l_{cr} = \frac{2E\gamma}{\pi\sigma^2}. \quad (1.8)$$

При $\sigma < \sigma_{cr}$ трещина заданной длины $2l$ не будет распространяться, а если $\sigma > \sigma_{cr}$, трещина развивается безостановочно (обратите внимание: с увеличением длины трещины значение критического напряжения уменьшается, т.е. для продвижения трещины требуется все меньшая нагрузка, а ведь действующее напряжение не изменяется). Такое развитие трещин называют неустойчивым. Бывает и устойчивое распространение трещин. Если вместо растяжения пластины равномерной нагрузкой загрузить берега трещины двумя сосредоточенными растягивающими силами P , то критическая величина $P_{cr} = \sqrt{2\pi E\gamma l}$ или $l_{cr} = P^2 / (2\pi E\gamma)$ – с увеличением нагрузки трещина будет расти постепенно, шаг за шагом, пропорционально квадрату величины нагрузки P .

Современники не придали должного внимания теории Гриффитса, ведь она была разработана для очень хрупких и однородных

материалов. И только в 1948 году (спустя 28 лет!) английский профессор Д. Ирвин из научно-исследовательской лаборатории военно-морских сил сумел доказать [74] возможность использования работ Гриффитса и для более пластичных неоднородных материалов. Для этого оказалось достаточно константу γ , равную удельной плотности поверхностной энергии материала, заменить на удельную работу пластических деформаций, которая значительно больше γ . Вместо того чтобы рассматривать общий энергетический баланс всего тела, Ирвин обратил особое внимание на вершину трещины - место возникновения наибольшей концентрации напряжений, куда стекает высвобождающаяся энергия, исходную точку дальнейшего разрушения материала. Самый общий случай полей деформаций и напряжений у вершины трещины можно получить путем взаимного наложения трех основных типов деформаций (рис. 1.4.). Первый вид связан с нормальным отрывом, когда поверхности трещины расходятся одна от другой в противоположных направлениях. Второй соответствует поперечному сдвигу, при котором поверхности трещины скользят друг по другу. И третий вид связан с антиплоской деформацией - продольным сдвигом, при котором одна поверхность трещины скользит по другой параллельно фронту трещины. Отметим, что в бетоне, как и в большинстве других композитных материалов, наиболее часто распространяются отрывные трещины - трещины 1-го вида и сопутствующие им трещины поперечного сдвига - 2-го вида.

Подход к анализу развития трещин, когда рассматриваются условия равновесия действующих на трещину внешних (нагрузка) и внутренних сил (силы контактного межатомного сцепления в вершине трещины), называется силовым подходом. Ирвин доказал абсолютную идентичность силового и энергетического подходов. Сформулиру-

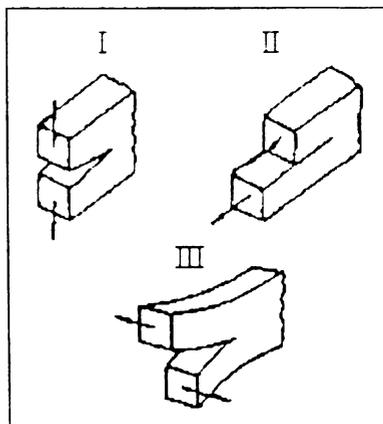


Рис. 1.4. Три основных типа деформаций в вершине трещины: I - нормальный отрыв; II - поперечный сдвиг; III - продольный сдвиг

ем критерий локального разрушения при силовом подходе (напомним, что при энергетическом подходе этот критерий записывается так: $-\Delta V = \Delta G$). Для этого можно было бы вычислить напряжения с учетом концентрации у вершины трещины и сравнить их с теоретической прочностью материала. Однако концентрация зависит от реального радиуса кривизны вершины трещины, а определить этот радиус практически невозможно. Если же считать вершину трещины идеально острой, тогда напряжения в вершине, определяемые методами теории упругости, становятся бесконечно большими. Это утверждение справедливо лишь для идеально упругих материалов и идеально острых разрезов, не существующих в природе. На самом деле напряжения стремятся к некоторому большому числу и притом по-разному: в зависимости от формы трещины и тела, характера внешней нагрузки (в реальных материалах в малой области конца трещины из-за больших напряжений возникает зона пластических деформаций. Эта зона и "гасит" бесконечные напряжения). Поэтому возникла мысль определять не сами напряжения, а величину $K = \lim_{S \rightarrow 0} (\sigma_y \sqrt{S})$, где S - малое расстояние от вершины трещины до некоторой точки, где действуют напряжения σ_y (рис. 1.5). Ведь вычисленные согласно теории упругости напряжения в этой точке не равны бесконечности. Величина K называется коэффициентом интенсивности напряжения и является единственным параметром, определяющим напряженное состояние концевой зоны любой структурной трещины, т.е. форму кривой АВ. Для трех основных типов трещин (рис. 1.4) коэффициенты интенсивности напряжений обозначаются соответственно K_I , K_{II} , K_{III} . Они имеют размерность МПа м^{1/2} или МН/м^{3/2}. Несмотря на свое название коэффициент интенсивности напряжений – это не коэффициент в традиционном понимании этого

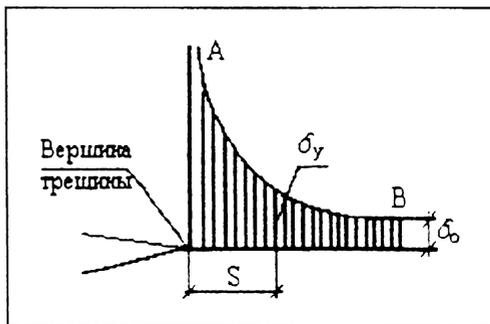


Рис. 1.5. К определению коэффициента интенсивности напряжений

термина. Это физическая величина, определяющая поля напряжений и смещений вблизи вершины трещины и зависящая от внешней нагрузки, формы тела, расположения и длины трещины, растущей в структуре материала. Для задачи Гриффитса $K_I = \sigma\sqrt{\pi l}$, т.е. с увеличением длины трещины интенсивность напряжений в ее концевой зоне возрастает, поэтому рост трещины неустойчив. В момент времени, когда на некоторой части контура трещины коэффициент интенсивности напряжений K достигает критической величины $K_c = \text{const}$ (для случая отрыва – K_{Ic}), происходит локальное разрушение материала или продвижение трещины. То есть равенство

$$K = K_c; (K_I = K_{Ic}) \quad (1.9)$$

является силовым критерием локального разрушения, а величина K_c называется критическим коэффициентом интенсивности напряжений. Иногда K_c называют вязкостью разрушения.

Критический коэффициент интенсивности напряжений является физической константой материала и характеризует сопротивление материала образованию и развитию в его структуре трещин определенного вида. K_{Ic} можно выразить через модуль упругости E и γ : $K_{Ic} = \sqrt{2E\gamma}$. Величина K_c заняла в инженерной практике одно из главных мест среди характеристик материала; наряду с модулем упругости и коэффициентом Пуассона она также является постоянной материала и основной характеристикой его трещиностойкости.

Кроме силового критерия разрушения (1.9) может быть использован и энергетический:

$$G = G_c,$$

при этом поток энергии G численно равен работе, отнесенной к единице приращения длины трещины, т. е. для плоской деформации

$$G = \frac{1 - \nu^2}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) \quad (1.10)$$

и плоского напряженного состояния

$$G = \frac{1}{E} (K_I^2 + K_{II}^2), \quad (1.11)$$

где G_c - удельная (эффективная) работа разрушения.

Критерии начала распространения трещин (разрушения), являющиеся основой механики разрушения, – это дополнительное краевое условие при решении вопроса о предельном равновесии тела с трещиной. Предельное состояние равновесия считается достигнутым, если трещиноподобный разрез получил возможность распространяться, и тогда разрез становится трещиной.

Также отметим, что механика разрушения не перечеркнула все прежние достижения науки о прочности. Последняя лишь пополнилась новым направлением, с помощью которого возможно решать некоторые задачи, неразрешимые с использованием традиционных методов, а также улучшить качество материалов и изделий из них, в особенности тех, применительно к которым методы механики разрушения развиваются уже несколько десятилетий: это металлы, стекло, пластмассы, керамика. Первые экспериментальные исследования бетона методами механики разрушения относятся к 1961 году (М. Каплан). Выполненные после этого основные исследования рассмотрены в главе 2.

Глава 2

Специфика моделей разрушения бетона

Неуклонное повышение требований к качеству бетона при постоянном расширении областей его использования привлекало большой интерес исследователей к механизму разрушения бетона. Несмотря на то, что бетон в настоящее время является наиболее широко применяемым конструкционным строительным материалом, приходится считаться с его низкой прочностью при растяжении, относительно большим количеством пустот, микро- и макродефектов, создающих условия для очагов концентрации напряжений в его структуре. Это обусловлено как природой цементного камня, так и особенностями технологии изготовления бетона, существенно влияющими на трещиноватость бетона, его сопротивление деструкции и прочность. Под действием нагрузки в окрестностях структурных дефектов происходит концентрация напряжений, вызывающих рост уже имеющихся, зарождение и развитие новых трещин. Изучение особенностей разрушения бетона с учетом этих механизмов и является основой для решения, на наш взгляд, важнейшей задачи науки о бетоне: создание структур с наперед заданными характеристиками свойств и, как следствие, проектирование бетона требуемой трещиностойкости, долговечности и прочности. Первые шаги в этом направлении уже делаются: во многих странах проводятся исследования по определению влияния отдельных компонентов бетонной смеси и внешних факторов (температуры, влажности, условий вызревания и т.д.) на основные характеристики трещиностойкости бетона – K_c и G_c , накапливаются данные по их величинам для последующего нормирования (здесь необходимо отметить, что прочность – вариантная характеристика и весьма продуктивная при оценке усредненных напряжений при бесструктурном рассмотрении материалов, ее опытная величина в большой степени зависит от условий эксперимента: размеров и формы образца, скорости нагружения, схемы приложения нагрузки и др., – в то время как параметры трещиностойкости инвариантны и более полно учитывают особенности структуры материалов).

Результаты этих исследований далеко не однозначны. Это можно объяснить отсутствием единых методик определения K_c и G_c (методы определения параметров трещиностойкости стандартизированы только в СССР*), сложностью и случайностью структурного строения бетона, различным возрастом цементного камня, условиями твердения и вызревания бетона, многообразием применяющихся цементов, заполнителей. И хотя методики в силу инвариантности K_c и G_c не должны оказывать доминирующего влияния на эти величины**, во всех этих проведенных в различных частях света экспериментах наблюдается достаточно большой разброс результатов (а что делать, так устроен наш мир: "Кто ищет - вынужден блуждать", - это не механика разрушения, это "Фауст").

Первым исследованием по определению влияния характеристик, отвечающих за формирование структуры бетона, на K_{IC} является [78]. Опыты при четырехточечном изгибе проводились на балках размером 100x100x300 мм с краевым надрезом – инициатором трещины, высота которого варьировалась. K_c оказался независимым от В/Ц, однако возрастал с увеличением содержания крупного заполнителя.

Балки размером 50x50x350 мм и 100x100x300 мм с краевым надрезом при четырехточечном изгибе испытывались в [84]. Было установлено, что K_{IC} не зависит от В/Ц для бетона, однако увеличивается при уменьшении В/Ц для раствора и цементного камня; K_{IC} уменьшается с увеличением содержания воздуха в бетоне; K_{IC} увеличивается с увеличением максимального размера заполнителя, с увеличением отношения гравий/цемент; с увеличением отношения песок/цемент K_{IC} возрастает для раствора и уменьшается для бетона.

Результаты опытов, в которых K_{IC} не зависит от В/Ц, можно объяснить плотной компоновкой заполнителя в зоне над трещиной, хотя в [66] отмечается, что и для цементно-песчаного ра-

* Это один из последних, а возможно и самый последний Государственный стандарт Союза ССР, введенный в действие уже в 1992 году, в разработке которого принимали участие ученые из России, Грузии, Белоруссии, Украины, Эстонии и Узбекистана.

** На самом деле так оно и есть, если исследовать бетоны одного состава и определять параметры механики разрушения по разным методикам: нам еще предстоит возможность убедиться в этом в последующих главах.

створа K_{IC} не зависит от В/Ц. Эксперименты проводились на тяжелом бетоне [78] и [84], чем и объясняется однозначность зависимости K_{IC} от максимального размера и содержания крупного заполнителя.

Балки из тяжелого и легкого бетонов размером 47x100x388 мм испытывались на трех- и четырехточечный изгиб [77] и [85]. Выявлено, что для тяжелого бетона K_{IC} и G_{IC} возрастают с увеличением объема заполнителя, причем для K_{IC} этот эффект более заметен в бетонах, чем в цементно-песчаных растворах. Для легкого бетона с увеличением объема заполнителя K_{IC} и G_{IC} снижались. Увеличение K_{IC} и G_{IC} в случае тяжелого бетона объяснено сдерживающим влиянием крупного заполнителя на развитие трещин [85]. Аналогичные результаты получены при испытании балок 100x100x400 мм с краевым иницирующим надрезом, глубина которого изменялась с 5 до 60 мм [92]. Кроме того, было установлено, что в цементно-песчаных растворах K_{IC} возрастает с увеличением В/Ц и максимального размера зерен песка. Значения K_{IC} для мелкозернистых бетонов изучались в [60] на двухконсольных балках. Эти исследования показали, что с добавлением заполнителя (песка) K_{IC} возрастает.

Двойственное влияние объемного содержания крупного тяжелого заполнителя на K_{IC} установлено в экспериментальных исследованиях [44]. С увеличением количества заполнителя значение K_{IC} возрастало до некоторой величины, соответствующей оптимальной величине трещиностойкости для данного бетона, а затем снижалось. Это объяснялось автором тем, что с увеличением количества заполнителя возрастает вероятность торможения матричных микротрещин зернами заполнителя, что повышает значение K_{IC} . С другой стороны, с увеличением количества заполнителя облегчается формирование зоны предразрушения на контакте матрицы с заполнителем, что понижает значение K_{IC} . Наложение этих двух тенденций и ведет к зависимости с локальным максимумом K_{IC} от количества заполнителя, так как вначале преобладает первая тенденция, а затем – вторая. Установлена также пропорциональность между K_{IC} / R_{bt} и $d_{max}^{0,19}$, где d_{max} – максимальная крупность заполнителя. Установлено [76], что с ростом максимального размера заполнителя с 20 до 40 мм K_{IC} возрос с 0,15 до

0,61 МН/м^{3/2}. С помощью силового и энергетического подходов в [16] получена зависимость K_{IC} от характеристик бетона, относительной длины трещины, масштабного фактора и вида напряженного состояния:

$$K_{IC} = R_{bt} \left(\frac{1}{Z^2 h} + \frac{1}{k^2 d} \right)^{-\frac{1}{2}}, \quad (2.1)$$

где R_{bt} - прочность бетона на растяжение; d - средний размер структурной неоднородности, приблизительно принимаемый $2/3 d_{max}$; k - эмпирический коэффициент, приблизительно равный 4; h - высота сечения элемента; Z - функция напряженного состояния. Отметим эмпирическую перегруженность зависимости (2.1) и здесь же выразим свое отношение к эмпиризму вообще, призвав на помощь В.Одоевского*: "Ни одно открытие не сделано опытными знаниями и не могло быть сделано ими ... Эмпирик, переходя от песчинки к песчинке без всякой общей мысли, может сделать открытие лишь в сфере песчинок, - и наоборот, чем больше сфера, тем обширнее открытие".

В опытах на образцах-цилиндрах диаметром и высотой соответственно 400 и 600 мм обнаружено, что для бетона с постоянным составом по массе и В/Ц K_{IC} при $d_{max} \geq 30$ мм практически не зависит от d_{max} . При $d_{max} < 30$ мм K_{IC} имеет меньшее значение, чем при $d_{max} \geq 30$ мм [25] и [26].

Надо также отметить, что во всех вышеприведенных работах варьировался максимальный размер тяжелого заполнителя. В случае легкого заполнителя эффект может быть обратным, по аналогии с объемным содержанием заполнителя и его влиянием на K_{IC} и G_{IC} .

Влияние формы зерна заполнителя на K_{IC} и G_{IC} отмечается в работах [10] и [57]. Ю.В.Зайцевым вводится понятие "фактора уг-

* Ему вторит совершенно невыспавшийся по вине гуляк-декабристов А.Герцен, сам большой любитель пошуметь, покуролесить и потревожить крепкий сон добропорядочных сограждан: "Опыт - беднейшее средство познания". Уже готовя рукопись к изданию, я наткнулся на милейшее стихотворение Н.Коржавина, посвященное теме разбуженного Герцена: "Нельзя в России никого будить".

ловатости" зерна заполнителя [10]. Его влияние на G_{IC} исследовалось на 17 различных заполнителях. G_{IC} возрастала с увеличением "фактора угловатости", что объяснялось тем, что угловатый заполнитель способен задержать большее количество трещин и такой заполнитель имеет большее сцепление с матрицей. Также было установлено, что G_{IC} не зависит от пористости, плотности и водопоглощения заполнителя. Теоретическое обоснование влияния геометрии заполнителя на K_{IC} дано в [10].

В отличие от [78] и [84] в [71] при изгибе балочек размером 25x25x75 мм с краевым надрезом K_{IC} увеличивается при уменьшении В/Ц. Та же тенденция получена для K_{IC} в [97] при испытании балок размером 130x150x450 мм из цементно-песчаного раствора и бетона. В [52] отмечается, что увеличение В/Ц с 0,32 до 0,7 вызывает снижение G_{IC} на 40%. Аналогичные результаты получены в [10], [57] и [92], где также указано, что с увеличением содержания воздуха в цементном камне с 2 до 8% K_{IC} уменьшается на 23,4%.

Влияние влажности на прочность и энергию разрушения обычного бетона с В/Ц = 0,5 исследовалось в [53] на образцах 100x100x400 мм, которые испытывались после сушки при температуре 105°C и последующего насыщения водой в течение 1,3 и 7 суток. По сравнению с высушенным бетоном увлажнение в течение суток (влажность бетона составила 5,15% по массе) привело к значительному уменьшению прочности и энергии разрушения. Дальнейшее увлажнение бетона до 7 суток приводит к еще большему понижению сопротивления. Это объясняется понижением свободной поверхностной энергии при заполнении пустот в бетоне, в процессе чего молекулы воды способствуют разрыву межatomных связей в материале. Влияние пропаривания исследовалось на образцах с В/Ц = 0,37. Пропаривание приводило к увеличению структурных пустот и снижению K_{IC} на 11 ... 15 % (с 2,67 до 2,38 МН/м^{3/2}). Нагрев бетона от 20 до 105°C приводил к удалению влаги и увеличению значений K_{IC} до 30 % (с 1,12 до 1,49 МН/м^{3/2}). Однако при дальнейшем нагреве значения K_{IC} уменьшались (до 2,5 раз при 800°C). Энергия разрушения бетона при увеличении степени гидратации вяжущего в 1,5 раза возрастала в 4 раза. Попутно заметим, что значения $K_{IC} \geq 1$ МН/м^{3/2} могут быть получены толь-

ко для бетонов очень высокого класса, поэтому приведенные в [53] значения $K_{IC} > 1 \text{ МН/м}^{3/2}$ удивляют*.

Влияние увлажнения цементного камня на G_{IC} изучалось в [62] на образцах-призмах размерами $10 \times 10 \times 40 \text{ мм}$ и $25 \times 50 \times 200 \text{ мм}$ с надрезами. Было получено, что для сухих образцов 40-дневного возраста $G_{IC} = 14,9 \text{ Дж/м}^2$, а для увлажненных – $G_{IC} = 12,4 \text{ Дж/м}^2$, причем критическая длина трещины составляла для высушенных образцов 7 мм, а для увлажненных – 6 мм.

Определению значений K_{IC} в зависимости от объемного содержания в цементно-песчаном растворе песка P_s (%) посвящены работы [11] и [50]. Получена следующая зависимость для K_{IC} :

$$K_{IC} = m_1 R_{bt}, \quad (2.2)$$

где m_1 – коэффициент, зависящий от объемного содержания песка.

При увеличении P_s с 0 до 40% K_{IC} возрастает, при дальнейшем увеличении объемного содержания песка в растворе значения K_{IC} постепенно снижаются. Сопоставление полученного результата с результатами работы [44] показало схожесть влияния на K_{IC} мелко-го и крупного заполнителей, что говорит о возможной идентичности механизмов трещинообразования на уровнях макро- и мезоструктуры.

В [11] получена также зависимость K_{IC} от активности цемента:

$$K_{IC} = n_1 K_{IC}^{c.p.}, \quad (2.3)$$

где n_1 – коэффициент, зависящий от объемного содержания заполнителя; с возрастанием P_s от 0 до 30% значение коэффициента n_1 увеличивается, с дальнейшим возрастанием P_s – снижается;

$K_{IC}^{c.p.}$ – коэффициент интенсивности напряжений для цементного камня, который для возраста 28 суток и выше предлагается определять по формуле

* Вероятно, здесь сказалась специфика методики испытания, хотя термин "специфика" в данном случае можно применить весьма условно в качестве синонима слова "ошибка". Попутно отмечу, что для базальта $K_{IC} = 1,17 \text{ МН/м}^{3/2}$ – читатель может легко понять меру нашего удивления.

$$K_{IC}^{c.p.} = M \cdot 10^{-3}, \quad (2.4)$$

где M - марка цемента.

В [87] на образцах-балочках размером 50x50x640 мм с инициирующей трещину надрезом длиной 25 мм по схеме трехточечного изгиба исследовалось влияние технологических факторов на энергию разрушения G_{IC} . Было установлено, что G_{IC} увеличивается с возрастанием прочности заполнителя. Исследование проводилось на двух видах тяжелого и двух видах легкого заполнителя. В случае тяжелого заполнителя разрушение происходило по контакту матрица-заполнитель, что приводило к увеличению площади поверхности разрушения. Это являлось, по мнению автора, основной причиной возрастания энергии разрушения. Увеличение максимального размера заполнителя с 8 до 16 мм мало отразилось на величине энергии разрушения. С увеличением объема заполнителя величина G_{IC} возрастала. Петерсон П.Е. объясняет это более плотной компоновкой заполнителя, которая повышает "извилистость" трещины (лучшей характеристикой "извилистости", на наш взгляд, является отношение площадей поверхности разрушения и ее проекции на одну из главных плоскостей), что и является причиной увеличения площади поверхности разрушения и значения энергии разрушения.

Эксперименты с варьированием объемного содержания крупного заполнителя проводились на образцах из тяжелого бетона. Увеличение водоцементного отношения с 0,3 до 0,4 несущественно отразилось на величине энергии разрушения*, дальнейшее увеличение В/Ц (до 0,7) привело к снижению G_{IC} . С увеличением возраста бетона возрастала энергия разрушения. Следует, однако, отметить, что в [83] не замечено влияния сроков твердения на величины K_{IC} и G_{IC} . (Надо сказать, что это важный, но половинчатый результат.) Позже теоретически и экспериментально было установлено, что параметры вязкости разрушения уменьшаются во времени, тем самым лимитируя долговечность бетона (см. главу 6).

Вызывают интерес исследования по определению влияния крупных пор на основные характеристики трещиностойкости. В [57] указано, что K_{IC} и G_{IC} цементного камня лимитируются размера-

* Если В/Ц увеличить с 0,3 до 0,31, это еще меньше отразится на величине энергии разрушения.

ми "максимального критического дефекта", т.е. наибольшей по размеру порой. В [59] установлено, что значение энергии разрушения не зависит от общего количества пор, а зависит от количества крупных пор. Для обычного цементного камня $G_{IC} = 19$ Дж/м², когда же при помощи специальных операций были уменьшены крупные поры, G_{IC} возросла до 30 Дж/м²*

В [18] изучено влияние вида заполнителя на значение K_{IC} . Бетон был изготовлен на гранитном гравии и известковом щебне. Были испытаны плиты с центральной трещиной на осевое растяжение и образцы плиты с краевой трещиной на внецентренное сжатие. Существенного влияния вида примененного заполнителя на K_{IC} не выявлено. Видимо, для легкого заполнителя это утверждение будет неверным, так как в этом случае прочность и характеристики трещиностойкости заполнителя будут влиять на значения K_{IC} . Когда же прочность заполнителя выше прочности матрицы, вид заполнителя (по данным [63], характеристики трещиностойкости гранита в 5 ... 8 раз превышают характеристики трещиностойкости известняка) может и не оказать существенного влияния на K_{IC} , так как определять его значения будет прочность матрицы и контактной зоны "матрица-заполнитель". Возможно также, что увеличение прочности контактной зоны за счет использования щебня вместо гравия и нейтрализовали влияние на значение K_{IC} уменьшения прочности заполнителя.

Интересные исследования влияния нескольких факторов на трещиностойкость бетонов приведены в [20] и [21]. Варьировались: расход и марка цемента, В/Ц, вид и состояние поверхности крупного заполнителя и его количество, однако их совместное воздействие на параметры трещиностойкости не выявлялось. Величины K_{IC} и G_{IC} определялись по равновесной методике, с которой мы познакомимся в главе 3. При этом получают диаграммы деформирования с ниспадающими участками в координатах "нагрузка-прогиб". Площадь, ограниченная диаграммой, и есть энергия разрушения, поэтому и по очертанию диаграмм можно судить о трещиностойкости бетона. Мы приводим здесь некоторые из диаграмм и предоставляем читателям возможность самим сравнить диаграм-

* Если автору [57], напялив маску с прорезями для глаз, удастся посредством еще одной, не менее специальной, операции уменьшить количество мелких пор, G_{IC} может возрасти еще больше.

мы деформирования бетонов с одной изменяющейся характеристикой и сделать свои выводы (см. рис. 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 и 2.5).

Очень интересны трехмерные диаграммы зависимости параметров трещиностойкости от двух факторов. Мы приводим их на рисунках 2.6, 2.7 и 2.8 для легких бетонов. Обратите внимание, что даже для них величина энергии разрушения изменяется по-разному, в зависимости от вида заполнителя, хотя интересно отметить, что для аглопорита, также как и для тяжелого заполнителя, существует некий экстремум его содержания, после которого значения G_{IC} начинают уменьшаться. Причем эта тенденция наблюдается практически независимо от прочности растворной части $R_{нр}$.

В [53] сделана попытка обобщения многочисленных опубликованных экспериментальных данных. Несмотря на большой разброс в них, В.И.Шевченко тем не менее отмечает:

- с увеличением В/Ц K_{IC} уменьшается;
- с увеличением сроков твердения образцов до 14 ... 21 дня K_{IC} увеличивается, дальнейшее увеличение сроков твердения незначительно влияет на величину K_{IC} (отметим для себя это утверждение; в дальнейшем мы убедимся, что K_{IC} релаксирует во времени после начала процессов деструкции в бетоне)*;
- энергия разрушения водонасыщенных образцов несколько

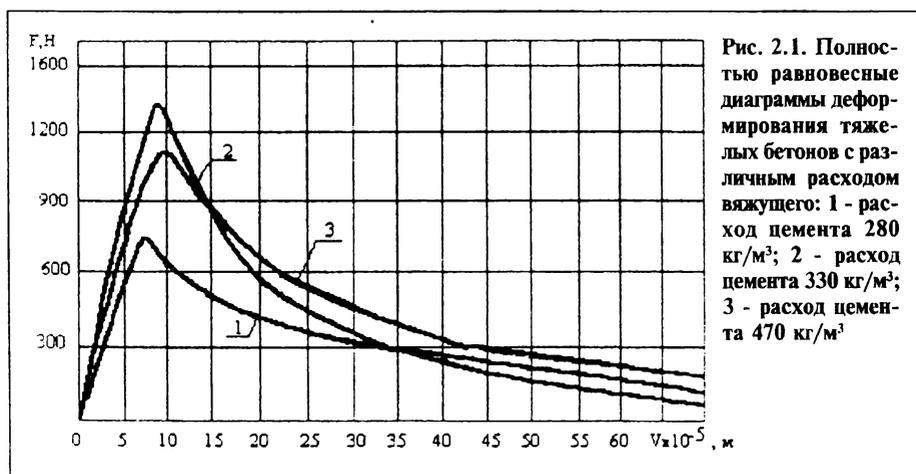
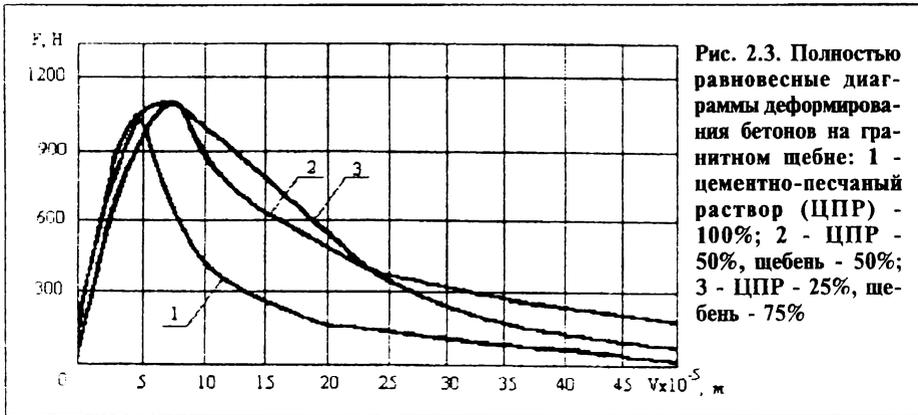
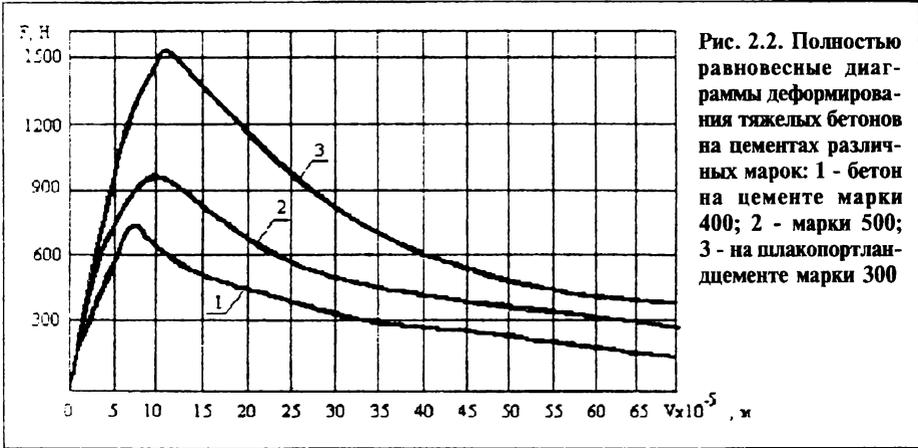


Рис. 2.1. Полностью равновесные диаграммы деформирования тяжелых бетонов с различным расходом вяжущего: 1 - расход цемента 280 кг/м³; 2 - расход цемента 330 кг/м³; 3 - расход цемента 470 кг/м³

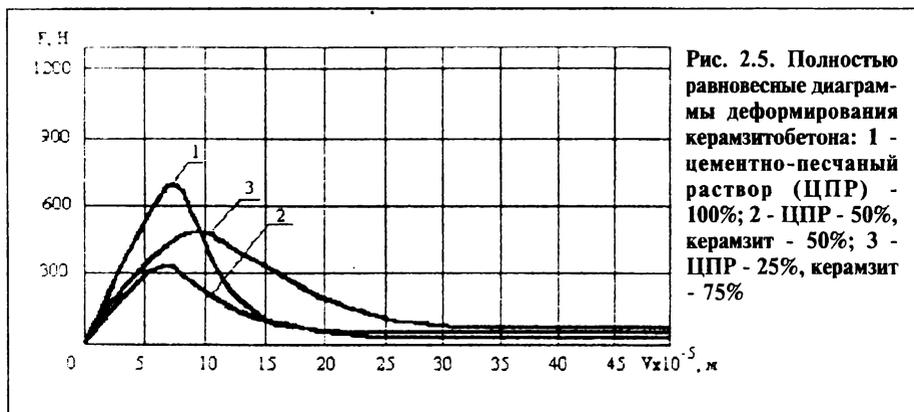
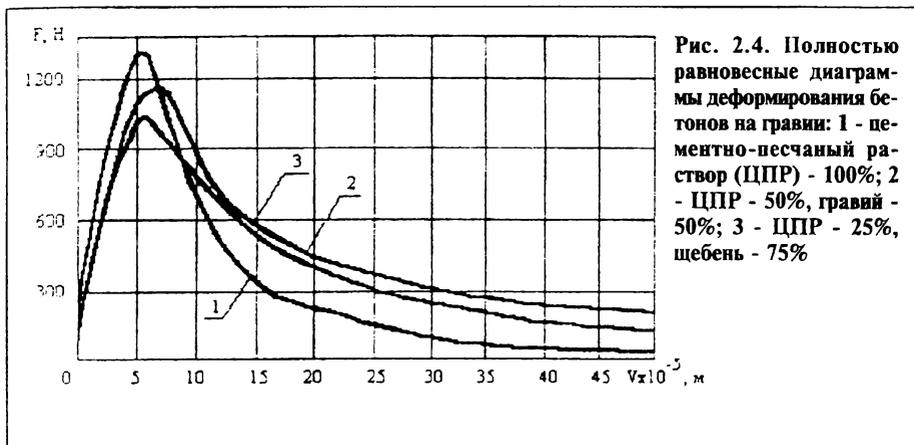
* Я уже во второй раз акцентирую внимание читателя на этом важном постулате механики разрушения бетона, тем самым как бы подчеркиваю его значимость.



ниже, чем образцов равновесной с окружающей средой влажностью в условиях лаборатории;

- K_{IC} и G_{IC} цементно-песчаных растворов и бетонов выше, чем цементного камня, и их значения растут с увеличением крупности, количества и прочности заполнителя.

Для удобства восприятия литературные данные по влиянию технологических факторов на K_{IC} и G_{IC} бетонов сведены в табл. 2.1. Из анализа данных таблицы следует, что исследователи неоднозначно оценивают характер влияния факторов 1 ... 6 на основные характеристики трещиностойкости. Неоднозначность этой оценки и не позволяет варьированием одного или нескольких факторов добиваться требуемой трещиностойкости бетонов. Малоизученность



характера влияния остальных факторов делает весьма затруднительной точную оценку их воздействия на K_{IC} и G_{IC} . Отметим также, что в процессе экспериментов варьированию подвергался один из факторов, тогда как другие оставались либо неизменными, либо их изменение не учитывалось. Но бетон - композитный материал, и, вероятно, комплексное изучение влияния некоторого количества факторов позволит более точно определить характер этого влияния на основные характеристики трещиностойкости. Кроме того, немаловажно, что комплексный подход поможет оценить не только характер, но и степень влияния каждого фактора на величины K_C и G_C .

Читателю может показаться странным, что мы все время гово-

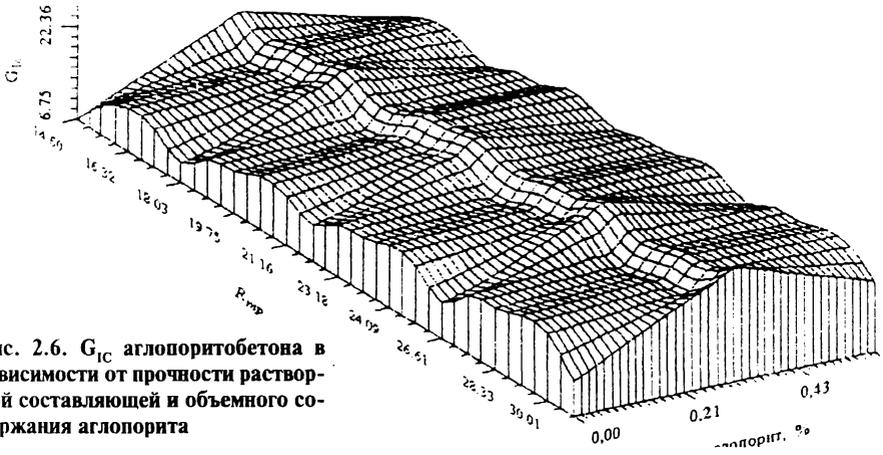


Рис. 2.6. G_{IC} аглопоритобетона в зависимости от прочности растворной составляющей и объемного содержания аглопорита

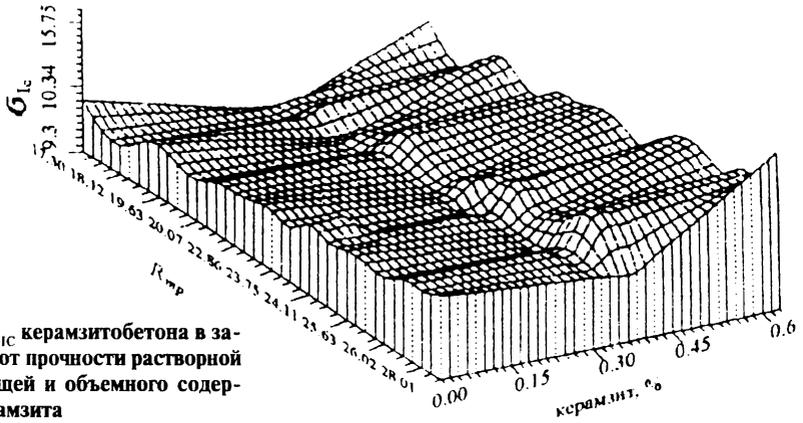


Рис. 2.7. G_{IC} керамзитобетона в зависимости от прочности растворной составляющей и объемного содержания керамзита

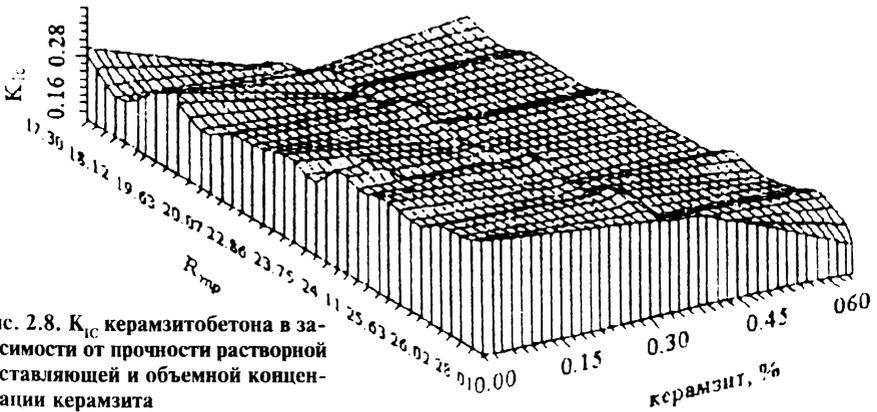


Рис. 2.8. K_{IC} керамзитобетона в зависимости от прочности растворной составляющей и объемной концентрации керамзита

Таблица 2.1

Влияние на K_{IC} и G_{IC} технологических факторов по данным опубликованных исследований

№№ п/п	Технологи- ческие факторы	Влияние на значения					
		K_{IC}			G_{IC}		
		технологических факторов при их увеличении (по опубликованным данным)					
		увеличи- вает	умень- шает	не влияет	увеличи- вает	умень- шает	не влияет
1	Активность цемента	[11], [29]		[20], [21]			[20], [21]
2	Степень гидратации вяжущего		[10], [53]	[66], [78]	[53]	[52]	[78]
3	В/Ц		[57], [71], [92]	[84]			
4	Прочность и вид заполнителя		[24]	[18]	[53,87]		
5	Объем заполнителя: тяжелый	[26], [44], [53], [60], [77], [78], [82], [84], [85]	[44]	[21]	[52], [82], [85], [87]		[77]
	легкий		[20], [77], [82], [85], [92]	[20], [21]		[77], [82], [85]	[20], [21]

Продолжение табл. 2.1

6	Максимальный размер заполнителя	[25], [26], [53], [67], [76], [84], [90], [92]		[25], [26] при $d_{\max} \geq 30\text{мм}$	[52]		
7	Содержание песка	[11], [50]	[11], [29], [50], [84]				
8	Пористость, плотность и водопоглощение заполнителя						[57]
9	Возраст бетона	[18], [53], [70], [76], [84]		[66], [83]			[83]
10	Влажность					[53], [62]	
11	Содержание воздуха		[84]				
12	Количество крупных пор					[59]	
13	Максимальный размер пустоты-поры		[57]			[57]	
14	Температура нагрева	[53] (до 105°C)					

рим о параметрах трещиностойкости для случая нормального отрыва, в то время как два других, упомянутых в главе 1, типа деформаций в вершине трещины остались как бы за кадром. Все дело здесь в том, что для сдвиговых деформаций в бетоне до 1995 года не существовало даже методики испытания, поэтому естественно, что ни о каком накоплении данных говорить не приходится.

Процесс разрушения бетона при длительном действии нагрузки изучен гораздо меньше, чем при кратковременном нагружении. В этом случае разрушение протекает при напряжениях, меньших $R_b(\tau) = (0,8 \dots 0,85)R_b$. Здесь приходится сталкиваться с многочисленными трудностями. В частности, критерии разрушения для однократного статического нагружения могут оказаться некорректными в случае длительного действия нагрузки, поэтому в формировании моделей и критериев разрушения важно учитывать временные эффекты. Считая величину K_{IC} , изначально вводимую как постоянную материала, неизменной при увеличении возраста бетона, невозможно объяснить превышение кратковременной прочности над длительной прочностью. Учет реологических свойств материала в случае длительного нагружения будет иметь определяющее значение. В связи с этим важным представляется вопрос о применимости той или иной модели разрушения к материалам, обладающим свойствами ползучести и старения.

Обобщение силового критерия Ирвина для материалов, обладающих свойствами ползучести и старения, сделано в [45] и [46] на основе теории упруго-ползучего тела [1]. В [10] на базе концепции Гриффитса – Ирвина и впервые сформулированной иерархической схемы разрушения структуры бетона, учитывающей характерные неоднородности, дефекты и анализируемой методами математического моделирования, заложены основы теории деформаций и прочности бетона, основанной на физической сущности процесса трещинообразования и разрушения. С привлечением аппарата теории ползучести разработано решение задачи о длительной прочности бетона. Выражение для относительного предела длительной прочности, согласно [10], имеет вид:

$$\frac{R(t; \tau)}{R(\tau)} = \eta(t; \tau) = \frac{m(t; \tau)R(t)}{R(\tau)} \sqrt{\frac{E(\tau)}{E(t)} \left[\frac{1}{1 + E(\tau)C(t; \tau)} \right]}, \quad (2.5)$$

где $m(t; \tau)$ – множитель, учитывающий влияние предшествующего нагружения на изменение кратковременной прочности бетона; $C(t; \tau)$ – мера ползучести бетона; $E(\tau)$ и $R(\tau)$ – соответственно мо-

дуть упругости и кратковременная прочность в момент загрузки; $E(t)$ и $R(t)$ - то же в момент окончания действия длительной нагрузки между моментами времени τ и t .

Следует отметить, что в [10] отсутствует решение для численного определения значений K_{IC} при длительном нагружении, которые, как отмечалось выше, будут отличаться от соответствующих при кратковременном действии нагрузки.

Одной из наиболее известных является также δ_k - модель Леонова - Панасюка [19], [27], согласно которой разрушение происходит в течение двух последовательных фаз: в первой из них элемент переходит в некоторое промежуточное состояние, во второй же фазе происходит окончательное разрушение. Критерием развития трещины является достижение ширины раскрытия в ее вершине критической величины δ_k . Перед вершиной трещины вводится некоторая зона нарушенных связей, так как в процессе разрушения в этой локальной зоне образуются субмикротрещины, пустоты и другие дефекты. Кроме того, в модели принимаются следующие допущения: максимальные растягивающие напряжения не превосходят хрупкой прочности материала σ_0 ; напряжения и деформации в макрообъеме связаны законом Гука; силовое взаимодействие между поверхностями трещин отсутствует; противоположные поверхности слоя ослабленных связей на поверхностях трещин притягиваются одна к другой с напряжением, равным σ_0 *.

Попытка применения модели к бетону при кратковременном его нагружении предпринята в [8], [55]. Исследования показали возможность использования модели для описания развития трещин в бетоне, хотя между расчетными и опытными данными имелись значительные расхождения.

* В зарубежной литературе эту модель зачастую называют моделью Дагдейла. Но в этом случае приоритет принадлежит нашим ученым, и дело тут вовсе не в слонах и их родине. Теоретическую схему модели независимо друг от друга предложили В.В. Панасюк и М.Я. Леонов в 1959 году и американец Д.Дагдейл в 1960 году. Однако принципиальный подход у них был разным: в первом случае рассматривался приближенный учет сил межатомного взаимодействия для микротрещин, во втором предполагалось, что зона ослабленных связей - это пластически-деформированный материал.

Существуют различные модификации δ_k – модели. В частности, в [40] была предложена кинетическая модель длительного разрушения вязкоупругих сред. Получены уравнения, описывающие развитие трещины на различных этапах ее роста. В [13] реализована модель для исследования распространения трещин в вязкоупругих средах, которая опирается на следующие основные положения: при развитии трещины размер концевой зоны d остается постоянным, а напряжение σ_0 изменяется с ростом трещины; в качестве критерия разрушения принимается критическая ширина раскрытия трещины. Докритический рост трещины условно делится на три периода: инкубационный, во время которого трещина раскрывается, но не растет; переходный, когда происходит страгивание и рост трещины; основной - период медленного квазистатического роста трещины. Для определения длительности инкубационного периода t , предложено следующее уравнение:

$$\delta_0(l_0) + \int_0^t R(t - \tau) \delta_0(p(\tau), l_0) d\tau = \frac{\delta_k}{T_0}, \quad (2.6)$$

где T_0 , $\delta_0(l_0)$ - упругое раскрытие берегов трещины; $R(t-\tau)$ - ядро интегрального оператора теории вязкоупругости; $p(t)$ - параметр внешней нагрузки; δ_k - критическое раскрытие трещины.

В случае постоянной внешней нагрузки решение (2.6) существует только для внешних нагрузок, величина которых выше некоторого предела p_c , то есть при $p < p_c$ раскрытие трещин не достигает δ_k в течении сколь угодно большого промежутка времени, значит, трещина расти не будет, причем коэффициент интенсивности напряжений, соответствующий безопасной нагрузке p_c , можно определить из следующего выражения:

$$\frac{K_{Ic}}{K_{Pc}} = \frac{E_0}{E_\infty}, \quad (2.7)$$

где E_0 и E_∞ - соответственно мгновенный и длительный модули

упругости. При этом K_{IC} определяется для тела с мгновенными характеристиками.

Уравнение роста трещин во время основного периода записывается в виде

$$\delta_k = T_0 \left\{ \delta_0[l(t)] + \int_{t'}^t R(t - \tau) \delta_0[l(\tau), l(t)] d\tau \right\}, \quad (2.8)$$

где t' - определяется из уравнения

$$l(t) - l(t') = d. \quad (2.9)$$

Следует отметить, что решение (2.8) в общем случае представляет большие трудности и разработано лишь для некоторых известных ядер операторов наследственной теории упругости, причем в большинстве случаев это решение носит приближенный характер.

В [12] и [13] получена аналитическая зависимость коэффициента интенсивности напряжений от скорости роста трещины в виде следующего дифференциального уравнения докритического роста макроскопической трещины в вязкоупругом теле:

$$\frac{K_{IC}}{K_I} = 1 + \frac{d}{i} \int_0^1 R\left(\frac{ds}{i}\right) F(S) ds, \quad (2.10)$$

где i - скорость роста трещины; $S = \left(\frac{i}{d}\right)(t - \tau)$;

$$F(S) = \sqrt{1-S} + \frac{S}{2} \ln \frac{1-\sqrt{1-S}}{1+\sqrt{1-S}}.$$

Модель [13] на бетоне не апробировалась, поэтому трудно судить о ее применимости к бетону, хотя, возможно, точный выбор ядра ползучести позволит качественно правильно описать многие явления, происходящие во время разрушения бетона.

В механике разрушения существуют модели, специально разработанные применительно к бетону. Одна из них излагается в [87]. Модель во многом схожа с моделью Леонова - Панасюка - Дагдейла, имеет аналогичный критерий развития трещины, однако отличается от последней тем, что напряжения в пределах зоны предразрушения принимаются не постоянными, а изменяющимися от R_{bt} до нуля. При этом размер зоны предразрушения в перпендикулярном трещине направлении изменяется от нуля до δ_k . Модель не учитывает ползучесть бетона, а также установленный в некоторых экспериментах факт, что напряжения в вершине трещины могут превосходить R_{bt} .

В [46] разработана модель разрушения бетона, в которой учтена его ползучесть и структурная неоднородность. Предполагается, что процесс разрушения на уровне макроструктуры состоит из следующих стадий: образование зоны предразрушения; ее подрастание до некоторого линейного размера, соизмеримого с характерным размером элемента структуры бетона - максимальной крупностью заполнителя; образование начальной макротрещины; дальнейший ее устойчивый либо неустойчивый рост. Образование зоны предразрушения связывается с работой растягивающих напряжений $\sigma_{\alpha\alpha}(t)$, нормальных к плоскости трещины, на соответствующей им разности полных и вынужденных деформаций:

$$A^\alpha(t) = \int_{t_0}^t \sigma_{\alpha\alpha}^+(\tau) \frac{\partial [\varepsilon_{\alpha\alpha}(\tau) - \varepsilon_{\alpha\alpha}^0(\tau)]}{\partial \tau} d\tau, \quad (2.11)$$

где $\varepsilon_{\alpha\alpha}(\tau)$ - полные деформации; $\varepsilon_{\alpha\alpha}^0(\tau)$ - вынужденные деформации; t_0 - момент начала приложения внешней нагрузки; $\sigma_{\alpha\alpha}^+(\tau) = \sigma_{\alpha\alpha}(\tau)$, если $\sigma_{\alpha\alpha}(\tau) \geq 0$ и $\sigma_{\alpha\alpha}^+(\tau) = 0$, если $\sigma_{\alpha\alpha}(\tau) < 0$. Зона предразрушения возникает, если работа $A^\alpha(t)$, вычисленная методами теории ползучести, достигает в каком-то объеме тела предельного значения A_0^α , являющегося постоянным для бетона определенного возраста и определяемого из кратковременных опытов на осевое растяжение. Критерием возникновения трещины яв-

является достижение длиной зоны предразрушения предельного значения m_0 , являющегося структурной постоянной материала и имеющего порядок максимальной крупности заполнителя. Критерием развития трещины служит условие $l_0 \geq m_0$, если $m \geq m_0$. В случае действия длительной нагрузки условием образования зоны предразрушения является превышение растягивающими напряжениями $\sigma_{\alpha\alpha}(t)$ некоторого значения длительной прочности, зависящей от предыстории напряженного состояния. На этих предпосылках базируется зависимость для определения относительного предела длительной прочности при осевом растяжении:

$$\eta(t; \tau) = \frac{R(t; \tau)}{R_{bt}(\tau)} = \frac{R_{bt}(t)}{R_{bt}(\tau)} \frac{1}{\sqrt{\frac{E(t)}{E(\tau)} + 2C(t; \tau)E(t)}}. \quad (2.12)$$

Если мы сделаем в (2.12) необходимые преобразования и приведем к виду (2.5), то установим, что (2.12) отличается от (2.5) тем, что в нем отсутствует множитель $m(t; \tau)$ и во втором слагаемом подкоренного выражения присутствует множитель 2. Это различие можно объяснить неоднозначностью исходных предпосылок, использованных для вывода (2.5) и (2.12): критериев и моделей разрушения, хотя и аналогичность зависимостей указывает на независимо-однородный характер учета обеими моделями влияния кратковременных, реологических и упругомгновенных факторов на длительную прочность. Однако следует учесть, что экспериментальное подтверждение теоретически полученных результатов в [46] не приводится.

Для критического значения коэффициента интенсивности напряжений в [46] при действии длительной нагрузки имеем

$$\frac{K_{Ic}(t)}{K_{Ic}(\tau_1)} = \eta(t; \tau), \quad (2.13)$$

то есть критическое значение коэффициента интенсивности напряжений релаксирует во времени по закону уменьшения длитель-

ной прочности (подробнее об этом - в 6 главе, а пока отметим одно противоречащее здравому смыслу* "положение" теории сопротивления бетона и железобетона: прочность бетона во времени растет, а несущая способность конструкции падает; в чем же здесь дело?)

В [81] формулируются основы стохастической теории разрушения бетона, на основе которой сделана попытка решения задачи о длительной прочности. Однако решение не доведено до численного счета.

Эксперименты по изучению разрушения бетона при длительном действии нагрузки проводились в [64, 65]. В [64] обнаружено, что при нагрузках, меньших уровня длительной прочности, уравновешенные трещины располагались либо вокруг пор и пустот, либо на границе "матрица-заполнитель", вне уровня длительной прочности ($0,85 R_c$) трещины становились неуравновешенными. Была выдвинута гипотеза, что разрушение происходит при достижении микротрещинами критической конфигурации. В [65] установлена эмпирическая зависимость между уровнем напряжений σ_s и временем до разрушения t_R (мин):

$$\log \sigma_s = -0,014 \log t_R + 1,98, \quad (2.14)$$

где σ_s дается в процентах от кратковременной прочности. Здесь следует отметить, что однозначность зависимости σ_s от t_R по (2.14) справедлива, вероятно, лишь для бетона определенного класса и состава, так как в общем случае величина t_R находится под большим влиянием ползучести, которая, в свою очередь, зависит от широкой гаммы технологических, структурных и деформативных характеристик. В [96] на образцах из цементно-песчаного раствора и тяжелого бетона проведен эксперимент для подтверждения (2.5). Сравнение результатов эксперимента и теоретических расчетов выявило их удовлетворительную сходимость.

Другой разновидностью длительного процесса накопления повреждений является усталостное разрушение, происходящее под

* Будем самокритичными, приведем здесь слова В. Ключевского: "Под здравым смыслом каждый разумеет свой собственный".

действием циклической нагрузки. Общепринято при циклическом нагружении рассматривать три стадии роста усталостных трещин: I – зарождение трещин и некоторое их раскрытие; II – рост макротрещин; III – полное разрушение-фрагментация. В некоторых исследованиях [30] рассматривают также инкубационную стадию развития трещин. Вероятно, на всех трех стадиях скорость роста трещины можно описать следующей функциональной зависимостью:

$$\frac{dl}{dN} = f(\Delta K, K_{\max}, K_c, \Delta K_{th}, \nu, E, R_{ht}, C(t; \tau)), \quad (2.15)$$

куда входят параметры, определяющие локальные процессы разрушения, а также силовые и деформативные характеристики материала. В (2.15) ΔK – размах коэффициента интенсивности напряжений: $\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$; ΔK_{th} – его пороговое значение. Однако до настоящего времени методами механики разрушения изучалась лишь вторая стадия, иначе говоря, большинство зависимостей механики разрушения для случая циклического нагружения, преимущественно носящих эмпирический характер, описывают устойчивый рост усталостных макротрещин. Скорость их роста (приращение длины за один цикл нагружения) обычно связывают с ΔK законом Париса* [86]:

$$\frac{dl}{dN} = C(\Delta K)^n, \quad (2.16)$$

где n – числовой параметр, определяемый из эксперимента и зависящий от уровня номинальных напряжений и деформаций, числа циклов; для случая упругих деформаций он изменяется в пределах 2 ... 4, для упругопластичных – 8 ... 10 [38]; C – размерная постоянная материала, зависящая от n . Более удобной ввиду

* По поводу этой зависимости П.Парис позже писал: "Любопытно, что столь простой закон способен описать поведение материалов с совершенно разной микроструктурой! Видимо, механизм роста трещины для них всех один и тот же, вне зависимости от особенностей микроструктуры материала".

ясной размерности эмпирических коэффициентов является следующая модификация (2.16) [56]:

$$\frac{dl}{dN} = 10^{-4} \left(\frac{\Delta K}{C} \right)^n, \quad (2.17)$$

где $\frac{dl}{dN}$ - скорость роста трещин (мм/цикл).

Широкое распространение получило также следующее обобщение закона Париса [49]:

$$\frac{dl}{dN} = C \left((\Delta K)^n - (\Delta K_{th})^n \right). \quad (2.18)$$

Вторую и третью стадии роста усталостных трещин хорошо описывает зависимость, полученная в [51] на основании гипотезы о постоянстве диссипированной энергии при образовании единичной поверхности разрушения:

$$\frac{dl}{dN} = -\beta \left[\frac{K_{\max}^2 - K_{\min}^2}{K_c^2} + \ln \left(\frac{K_c^2 - K_{\max}^2}{K_c^2 - K_{\min}^2} \right) \right], \quad (2.19)$$

где β - постоянная, определяемая экспериментально. Нетрудно заметить, что при $K_{\min} = 0$ и $K_{\max}/K_c = 0,5$ (2.19) обращается в (2.16) при $n = 4$.

В [47] предложена зависимость, описывающая рост усталостной трещины с учетом асимметрии цикла:

$$\frac{dl}{dN} = \frac{A(\Delta K)^n}{(1 - \rho)K_c - \Delta K}, \quad (2.20)$$

где ρ - асимметрия цикла; A - постоянная материала.

Для третьей стадии роста усталостных трещин в [47] предложена модификация (2.16), позволяющая учесть увеличение скорости роста трещин при K_{\max} , стремящемся к критическому значению K_c :

$$\frac{dl}{dN} = C_2 \frac{f(\lambda)(\Delta K)^n}{\left[1 - (\lambda \Delta K / K_c)^p\right]^q}, \quad (2.21)$$

где $\lambda = K_{\max}/K$; C_2 , p и q - числовые параметры, определяемые из эксперимента.

Все три стадии роста усталостных трещин описывает предложенная в [56] зависимость

$$\frac{dl}{dN} = C_0 \left(\frac{K_{\max} - K_{th}}{K_{fc} - K_{\max}} \right)^q, \quad (2.22)$$

где C_0 , q - эмпирические величины; K_{fc} - вязкость при полном разрушении; ее величину можно принимать равной значению K_{IC} .

Как видно из вышеизложенного, существует множество зависимостей, описывающих рост усталостных трещин, что свидетельствует о большой степени неопределенности в решении этих задач. Кроме того, применимость формул (2.16 ... 2.22) проверялась авторами, как правило, на одном-двух материалах, так что увеличение спектра применяемых материалов может повлечь за собой их корректировку. Конечно, варьированием эмпирических величин можно добиться некоторого расширения границ применимости зависимостей (2.16 ... 2.22), однако следует учесть, что они разработаны для упругого материала, не обладающего свойствами ползучести и старения. Кроме того, зависимости (2.16 ... 2.22) имеют еще один существенный недостаток: внешние факторы в них учитываются не прямо (за исключением P), а посредством изменения при их влиянии числовых параметров. В [19] получено уравнение

$$\frac{dl}{dN} = A \exp[(a \ln K_{\text{max}} - H_0) / RT], \quad (2.23)$$

где A , a , H_0 , R - постоянные; T - температура. Это уравнение является, возможно, единственным, где в качестве дополнительного параметра выступает внешний фактор.

При действии циклической нагрузки основной задачей, как известно, является определение числа циклов до разрушения при заданной амплитуде нагрузки либо обратная ей задача - определение наибольшего значения амплитуды нагрузки, при котором до заданного числа циклов не происходит полного разрушения.

Задача решается интегрированием (2.16) [49]:

$$N - N_0 = \int_{l_0}^l \frac{dl}{C(\Delta K)^n}, \quad (2.24)$$

где N_0 - число циклов, которые могут быть реализованы до создания трещины длиной l_0 , достаточной для усталостного роста, то есть l_0 - это ни что иное, как критическая длина усталостной трещины.

Для расчета элементов конструкций на долговечность по числу циклов нагружения в [41] разработана специальная методика, основываясь на которой получена формула для определения циклической долговечности [31]:

$$N = \begin{cases} \frac{l_0}{C(\Delta K)^n(n-2)} \left[1 - \left(\frac{l_0}{l} \right)^{\frac{n}{2}-1} \right] & \text{при } n \neq 2 \\ \frac{l_0}{C(\Delta K)^n} \ln \frac{l}{l_0} & \text{при } n = 2 \end{cases} \quad (2.25)$$

Число циклов до зарождения трещины в [22] предлагается определять из выражения

$$10^3 N_f = 1,42 N_f^{1,42}, \quad (2.26)$$

где N_f – число циклов до разрушения; N_i – число циклов до зарождения трещины.

Зависимости (2.24), (2.25) получены в предположении упругой работы однородного материала. В бетоне же поры и начальные контактные трещины скорректируют при заданной амплитуде нагрузки значение N , вероятно, в меньшую сторону, так что (2.24) и (2.25) можно считать только верхней границей оценки числа циклов до разрушения бетона. Хотя в случае линейной функциональной зависимости $N=f\{\Delta\sigma(\Delta K)\}$ изменением коэффициента C^* можно добиться необходимой сходимости результатов.

Эксперименты по механике разрушения бетона и цементно-песчаного раствора при действии циклической нагрузки проводились в [48], [58], [68], [72], [73], [79], [89]. В [48] получены диаграммы $\sigma_{\max} - N$ для полимерных бетонов и растворов различных составов. Диаграммы оказались практически линейными и располагались горизонтально, что указывает на значительное влияние изменений напряжений на усталостную долговечность материала. В [68] проводились статические и усталостные испытания балок из раствора на изгиб. Было установлено, что при статических испытаниях на усталость значения G_c на 7,5% ниже, чем при статических испытаниях, что объясняется авторами влиянием ползучести. В [58], [72], [73], [79], [89] исследовалось влияние на усталостную прочность бетонов и цементно-песчаных растворов относительной влажности, В/Ц-фактора и температуры. Было обнаружено, что уменьшение влажности и водоцементного отношения, а также увеличение температуры приводит к возрастанию числа циклов нагрузки, необходимых для разрушения образцов. Эксперименты по проверке зависимостей для определения скорости роста усталостной трещины на бетоне не проводились, равно как и не исследовалось влияние циклического нагружения на величину K_c , которая, как и в случае длительного нагружения, должна релаксировать во времени.

* См. пояснение к (2.16).

В [54] приведена зависимость изменения коэффициента интенсивности напряжений в процессе восприятия элементом циклической нагрузки:

$$K_I = K_{IH} \sqrt{E(N) / E(H) N^\alpha}, \quad (2.27)$$

где $\alpha = [\ln K_{IC}^2 E(H) - \ln K_{IH}^2 E(N)] / \ln N_K$; K_{IH} - значение коэффициента интенсивности напряжений при $N = 1$; N_K - число циклов, соответствующее моменту разрушения; $E(H)$ и $E(N)$ - модули упругости бетона в начале и в конце приложения циклической нагрузки.

Зависимость скорости роста усталостной трещины в тяжелом бетоне от величины максимального коэффициента интенсивности напряжений в ее вершине исследована в [54]. Установлено, что эта зависимость определяется по (2.16) при $\Delta K = K_{max}$. Предложен критерий усталостного разрушения в виде

$$\sigma_b^{\max}(t) > R_b(t, \tau), \quad (2.28)$$

где $\sigma_b^{\max}(t)$ - максимальное напряжение цикла от внешней нагрузки в момент времени t ; $R_b(t, \tau)$ - объективная прочность бетона в тот же момент. При определении $R_b(t, \tau)$ используется схема, при которой макроповреждения в бетоне сведены к одной условно-магистральной трещине. Получена корректирующая функция, учитывающая влияние уровня нагружения и предела выносливости бетона на стандартной базе циклов на скорость развития трещины в бетоне.

В заключение отметим, что приведенные результаты исследований явились базой для создания механики разрушения бетона, когда методы расчета бетонных элементов основываются на реальных физико-химических процессах, протекающих в композитной структуре, введении в расчетные зависимости инвариантных силового (K_c) или энергетического (G_c) критерия состояния бетона и наличия трещин в нем, которые медленно устойчиво или достаточно быстро неустойчиво вырастают до критических размеров.

Глава 3

Экспериментальные исследования по определению параметров механики разрушения для бетона

Коэффициенты интенсивности напряжений, отображающие энергетическое состояние структуры бетона, играют определяющую роль в механике разрушения. Их вычисление требует решения задач для тел зачастую сложной конфигурации с трещинами, причем решение таких задач связано с некоторыми математическими трудностями из-за наличия сингулярных точек, поэтому большинство задач решается на ЭВМ. Для удобства формулы для определения коэффициентов интенсивности напряжения для тел различных конфигураций и схем нагружения приводятся в таблицах справочников по механике разрушения. В них коэффициенты интенсивности напряжений представляются в виде

$$K = \sigma \sqrt{\pi l} \cdot Y, \quad (3.1)$$

где Y - безразмерный множитель, называемый "К-тарировкой" и зависящий от геометрических размеров тела и относительной длины трещины.

3.1. Методы определения величины K_{IC} для бетона

Для экспериментального определения величины K_{IC} используются различные образцы: главное, чтобы существовало численное решение для тела данной конфигурации при данном приложении внешней нагрузки. Все существующие методы получения экспериментальных данных для определения величины K_{IC} можно условно разбить на две группы: проводимые по равновесной и неравновесной схеме нагружения.

Обеспечение полной равновесности механических испытаний бетонных образцов связано, во-первых, с необходимостью исклю-

чения приводящего к спонтанному разрушению влияния потенциальной энергии, накапливаемой на упругой стадии деформирования материала в системе “испытательная машина – опытный образец”, а во-вторых, с необходимостью обеспечения поэтапной адекватности уровня внешних сил и внутренних усилий сопротивляемости материала в образце при каждом единичном дискретном продвижении макротрещины по сечению на стадии локального деформирования. Практически при экспериментальных исследованиях полная равновесность выражается возможностью останавливать нагружение на любом этапе развития макротрещины*.

Достичь полной равновесности механических испытаний бетона можно разными способами.

Первый – это применение специальных испытательных машин со следящей системой и быстродействующей обратной связью, которые имитируют бесконечно большую жесткость агрегатов путем балансирования с помощью электронного аналого-вычислительного устройства и быстродействующего исполнительного механизма на границах области безопасных с точки зрения срыва макротрещины напряжений. Недостатком подобных систем является ограничение по степени хрупкости испытываемого материала, накладываемое недостаточно высокой степенью быстродействия испытательных органов машин со следящей системой. Хотя этот недостаток ничто по сравнению с другим, куда более важным. Это оборудование выпускается фирмой “ИНСТРОН”, расположенной в тихом богатом швейцарском кантоне, где почему-то любят много франков, а не мало рублей.

Второй способ – получение полностью равновесных диаграмм деформирования бетона (вспомните рис. 2.1 ... 2.5), возможно, путем применения испытательных машин с высокой жесткостью при одновременном методическом соблюдении равенства потенциальных энергий машин и образца. Однако для этого требуется

* Когда впервые видишь трещину в изгибаемой бетонной балочке, а она продолжает сопротивляться внешнему нагружению, - отказываешься в это верить! Трещина продвигается с любой задаваемой скоростью. Она растет, повторяясь, в бетонной балочке, работающей на изгиб, хотя по всем традиционным канонам, известным нам еще со студенческой скамьи, момент зарождения трещины и спонтанного разрушения в этом случае совпадают вследствие высоких, близких к скорости звука скоростей движения трещин в хрупких материалах.

проведение испытаний на большеразмерных образцах (200x400x1640 мм). К тому же величины потенциальной энергии испытательных машин могут существенно колебаться, что не дает полной гарантии получения равновесности при локальном деформировании и ведет к необходимости испытания значительного количества образцов на одну экспериментальную точку. А теперь вспомним размеры этих образцов, подсчитаем их объем и, поудобнее устроившись в мягком кресле, проникнемся всей прелестью такого эксперимента.

Третий, по нашему мнению, наиболее перспективный, в том числе с позиций массового его применения, подход к экспериментальному достижению равновесности испытания заключается во введении в систему "испытательная машина – образец" дополнительного устройства. На таком способе базируется методика определения основных характеристик трещиностойкости бетона (как G_{IC} , так и K_{IC}) на образцах-призмах (рис. 3.1) с инициирующими разрушение трещинами; она стандартизирована в [99]. Образцы испытываются по схеме трехточечного изгиба. Основным элементом дополнительного устройства является стальное кольцо, обеспечивающее стабильный, равновесный характер разрушения вследствие увеличения жесткости испытательной системы и восприятия избытка упругой энергии, высвобождающейся при разрушении образца. Скорость нагружения в процессе испытаний составляет $8,3 \cdot 10^{-3}$ мм/сек. Равновесное деформирование осуществляется автоматически. Система "испытательное устройство-образец" превращается в статически неопределимую относительно нагрузки, создаваемой машиной (рис. 3.2).

Нагрузка (энергия) распределяется между упругодеформируемым жестким стальным кольцом и податливо деформируемым образцом пропорционально их жесткостям (в обратной пропорции).

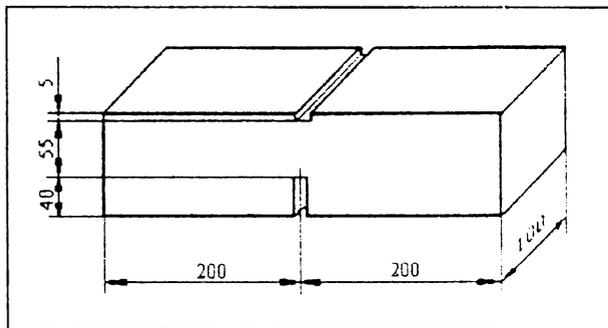


Рис. 3.1. Призматический образец для определения величины K_{IC}

раздо быстрее и проще провести неравновесное испытание, однако равновесное, конечно, чуть точнее. Вы сами должны выбрать, что цените больше: как американцы – время или, как короли, – точность; можно также попробовать определить вязкость разрушения обоими методами, а затем уже почувствовать разницу*.

Неравновесные испытания подразделяются на эксперименты с устойчивым ростом трещины, когда она растет с увеличением внешней нагрузки постепенно, и с неустойчивым (как в задаче Гриффитса), когда моменты старта трещины и полного разрушения образца совпадают.

Наиболее удобной является методика определения величины K_{IC} на бетонных кубах размером 150x150 или 100x100 мм с двумя надрезами – инициаторами трещины. Предусматривается испытание кубов по схеме внецентренного сжатия на прессе с помощью двух опор из металлических брусков размером поперечного сечения 6 x 6 мм (рис. 3.4). Величина K_{IC} вычисляется по данным формул [91] с использованием результатов испытаний:

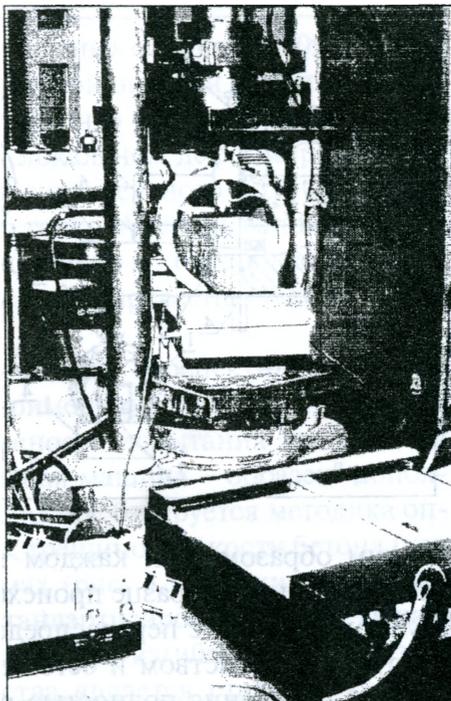


Рис. 3.3. Испытание по определению K_{IC} с получением равновесных диаграмм деформирования. В стальном кольце – образец, на боковой грани которого видна трещина. Между кольцом и образцом – тензометрический датчик силы, на переднем плане – самописец, автоматически записывающий равновесные диаграммы деформирования в координатах “нагрузка–образец”

* Здесь мне вспомнился старый, но не нуждающийся в услугах цирюльника, анекдот: нам самое время посмеяться вместе. У входа в синагогу табличка: “Войти сюда с непокрытой головой – такой же грех, как прелюбодеяние”. Ниже приписано: “Я пробовал и то, и другое: разница колоссальная!”.

$$K_{IC} = \frac{P}{Bd^2} \left[18,3 \left(\frac{a}{d} \right)^{\frac{1}{2}} - 430 \left(\frac{a}{d} \right)^{\frac{3}{2}} + 3445 \left(\frac{a}{d} \right)^{\frac{5}{2}} - 11076 \left(\frac{a}{d} \right)^{\frac{7}{2}} + 12967 \left(\frac{a}{d} \right)^{\frac{9}{2}} \right], \tag{3.3}$$

где P - нагрузка, разрушающая образец, в МН; B - толщина образца; d - высота либо ширина образца; a - глубина надреза (все размеры в метрах).

Разрушение кубика происходит неустойчиво по плоскости движущейся трещины между двумя надрезами.

При устойчивом развитии трещины, например в образцах плитной конструкции [34], при испытании одного образца можно получить несколько контрольных значений величины K_{IC} . Так, в

плите, ослабленной центральным круговым отверстием, происходит устойчивый рост трещины в направлении, перпендикулярном главным растягивающим напряжениям [34].

Допустим, что в бесконечной плоскости с круговым отверстием под действием сжимающих напряжений образовались две симметричные коллинеарные радиальные трещины, выходящие на контур отверстия, а берега трещины и контур отверстия свободны от нагрузки.

Методом конформного отображения в [14] получена формула для определения коэффициента интен-

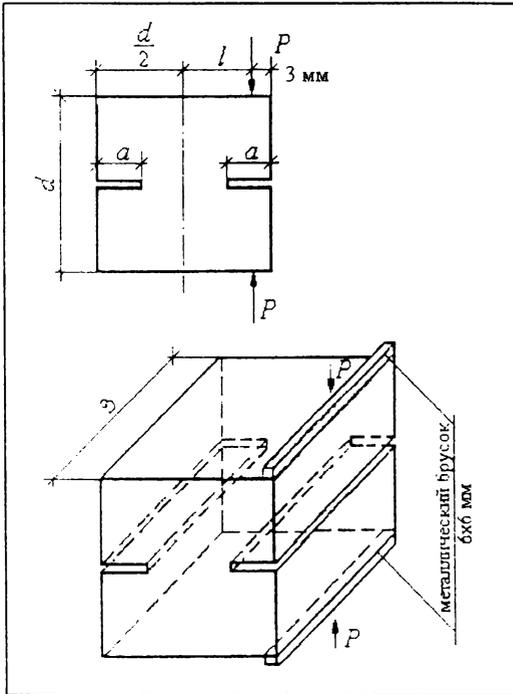


Рис. 3.4. Схема испытания кубика с пазами

сивности напряжений. Считая, что высота плиты значительно превосходит радиус отверстия и длину трещины, сделав поправку на ширину плиты, имеем

$$K_{IC}^b = \frac{2\sigma\sqrt{\pi R(1 + \delta_1)}\sqrt{1 - (1 + \delta_1)^{-4}}}{(1 + (1 + \delta_1)^2)^2}, \quad (3.4)$$

где $\delta_1 = l_{erc}/R$; l_{erc} – длина трещины в метрах; R – радиус отверстия в метрах; σ – действующее по торцам плиты напряжение в МПа. Устойчивый рост трещин можно получить также при растяжении плиты с надрезом (трещиной) двумя сосредоточенными силами (рис. 3.5). Значение K_{IC} определяется по формуле

$$K_{IC} = \frac{\sigma}{b\left(\frac{W}{2} \sin \frac{2\pi l}{W}\right)^{\frac{1}{2}}}. \quad (3.5)$$

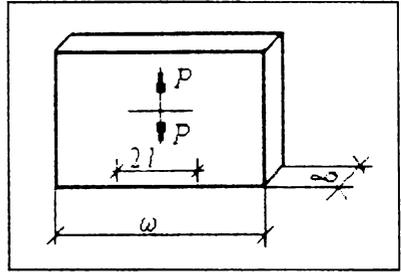


Рис. 3.5. Определение K_{IC} на образце с надрезом

Провести раздельное и независимое определение характеристики K_{IIC} достаточно сложно, потому что трудно найти форму опытного образца, позволяющую получить трещину сдвига в чистом виде без ее переориентации в процессе развития

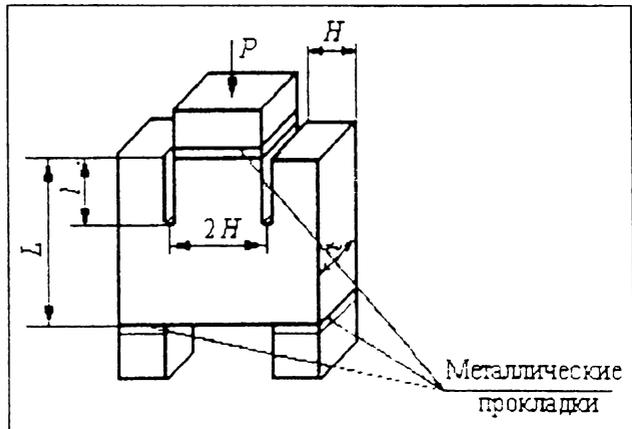


Рис. 3.6. Образец для испытаний на поперечный сдвиг

на разрушение отрывом. Для определения трещиностойкости бетона при поперечном сдвиге принят образец в виде плиты с двумя искусственными параллельными трещинами, испытываемый на срез с помощью опор из металлических прокладок (рис. 3.6). При этом величина $K_{ис}$ определяется по формуле [31]

$$K_{ис} = \frac{P}{2tH} \sqrt{1Y(l, b)}, \quad (3.6)$$

где P – разрушающая нагрузка, $Y(l, b)$ – поправочный коэффициент или K -тарировка, величины l , b , t и H показаны на рис. 3.6. Величины $Y(l, b)$ приведены в табл. 3.1 для некоторых значений ширины H плеч образца [37].

По результатам экспериментальных работ наиболее целесообразными представляются размеры образца $b = 0,15$ м, $l = 0,050$ м, $t = 0,05$ м, $H = 0,040$ м.

Это пока единственная методика по определению величины $K_{ис}$ бетона; она разработана авторами [37]. Здесь отметим, что раньше не было необходимости определения этой величины. Сегодня, когда разработаны методы расчета железобетона по параметрам механики разрушения [35, 36] (см. главу 7), появилась потребность в корректном определении величины $K_{ис}$ бетона.

Таблица 3.1

Значения функции $Y(l, b)$

l/b	$Y(l, b)$		
	0,037	0,025	0,012
0,1	1,20	1,10	1,07
0,2	1,26	0,99	0,90
0,3	1,30	0,95	0,76
0,4	1,32	0,95	0,65

3.2. Многофакторный анализ трещиностойкости бетона. Подбор состава бетона из условия обеспечения его оптимальной трещиностойкости структуры и прочности

С целью исследования характера и степени влияния характеристик бетонной смеси и ее компонентов на величину трещиностойкости структуры бетона при нормальном отрыве и поперечном сдвиге был проведен экстремальный эксперимент по методу Бокса-Уилсона [4] для многофакторного анализа величин критических коэффициентов интенсивности напряжений K_{IC} и K_{IIC} .

3.2.1. Параметры оптимизации и факторы

Выбор величин K_{IC} и K_{IIC} в качестве параметров оптимизации объясняется сравнительной простотой и апробированной методикой их экспериментального определения (см. § 3.1), их эффективностью и универсальностью с точки зрения отражения свойств процесса трещинообразования в бетоне. В качестве входных воздействий (факторов) на величину K_c на основании экспертных оценок специалистов, анализа табл. 2.1 и условий управляемости и совместимости были выбраны следующие семь независимых характеристик, оказывающих доминирующее влияние на трещиностойкость бетона: 1) прочность заполнителя R_a ; 2) цементно-водное отношение C/W ; 3) количество цементного теста в бетонной смеси S ; 4) максимальная крупность заполнителя d_{max} ; 5) влажность бетона в момент испытания W ; 6) активность цемента R_c ; 7) количество крупного заполнителя в единице объема бетона K_{la} . Совместное влияние C/W , S и K_{la} – факторов регламентирует количество цемента и воды в бетоне, так что неучтенной компонентной характеристикой является количество песка в бетонной смеси, ввод которой в многофакторный анализ невозможен ввиду ее несовместимости с S и K_{la} – факторами. Следующая группа факторов, характеризующая свойства отдельных компонентов бетона, включает в себя R_a , R_c и d_{max} – факторы. Единственным фактором, учитывающим влияние внешней среды на трещиностойкость бетона, является W –фактор. Его учет представлялся наиболее целесообразным, так как эффект влияния других внешних воздействий на трещиностойкость либо незначителен, либо малоизучен.

3.2.2. Выбор интервалов варьирования

Для выбора интервалов варьирования не существует какого-либо формализованного подхода. Выбор основывается на технологических параметрах бетона и физических свойствах его компонентов. Необходимостью комплексного изучения влияния факторов на трещиностойкость легкого и тяжелого бетонов продиктовано применение в качестве заполнителей вулканического шлака месторождения Сагамо в Грузии* и гравийного щебня, реальные прочностные характеристики которых и лимитировали интервал варьирования R_a – фактора. Характеристики примененных заполнителей, определенные по соответствующим ГОСТам, приведены в табл. 3.2. Прочность заполнителей определялась по их дробимости согласно ГОСТ 8269–76 и ГОСТ 8267–75.

В качестве вяжущего были применены шлакопортландцемент Руставского и портландцемент Новороссийского заводов, активности которого (41,4 и 50,8 МПа соответственно), определенные из стандартных испытаний, регламентировали интервал варьирования R_c – фактора.

Величина интервала варьирования d_{\max} – фактора ограничена сверху специфическими аспектами методики испытания: длиной иницированной трещины и размерами образцов, использованных для определения величин K_{IC} и K_{IIC} .

Выбор интервалов варьирования компонентных характеристик основан на получении бетонов обычной консистенции с наиболее распространенным весовым соотношением составляющих бетон материалов.

Интервал варьирования W – фактора ограничен снизу нормальной влажностью образцов, хранившихся в лабораторных условиях, а сверху – влажностью водонасыщенных образцов, так что определение значения интервала варьирования возможно лишь после изготовления опытных образцов.

В качестве мелкого заполнителя в тяжелом бетоне использован кварцевый песок, а в легком бетоне – шлак Сагамо фракции 0

* В переводе с грузинского "сагамо" – вечер. И вулканический шлак оправдывает свое название: антрацитово-черный, как тьма, он между тем служит нам инструментом познания. Все по А.Блоку: "Познай, где тьма, – поймешь, где свет".

Таблица 3.2

Характеристики примененных заполнителей

№№ п/п	Наименование заполнителей	Фракции, мм	Удельный вес, г/см ³	Насыпной объемный вес, кг/м ³	Объемный вес зерен, г/см ³	Меж- зерновая пустотность, %	Водопоглощение за 1 час, %	Прочность в стакане, МПа	Дробимость, %	Прочность, МПа
1	Вулканический шлак Сагамо	0-5	2,65	1160	1,86	-	7	-	-	-
		5-10	2,65	765	1,44	47	14	2,86	22	40
		10-20	2,65	688	1,32	47,8	12	3,14	22	40
2	Гравийный щебень	5-10	2,82	1410	-	42,5	2	-	8	120
		10-20	2,82	1350	-	42,5	2	-	8	120
3	Кварцевый песок	0-5	2,63	1650	-	-	3	-	-	-

3.2.3. Планирование эксперимента и изготовление опытных образцов

С целью получения корреляционной зависимости K_{IC} от вышеуказанных семи факторов был выполнен дробный факторный эксперимент с реализацией двух 1/16 – реплик полного факторного эксперимента путем выделения линейных эффектов реализацией реплики 2^{7-4} и второй такой же реплики с обратными знаками. Для первой реплики использованы следующие генерирующие соотношения: $x_4 = x_1x_2$; $x_5 = x_1x_3$; $x_6 = x_2x_3$; $x_7 = x_1x_2x_3$; для второй – $x_4 = -x_1x_2$; $x_5 = -x_1x_3$; $x_6 = -x_2x_3$; $x_7 = -x_1x_2x_3$.

Условия, матрица планирования и составы бетонов, подобранные методом абсолютных объемов, сведены в табл. 3.3.

Точность соответствия составов условиям эксперимента проверялась путем изготовления пробных замесов и сравнением теоретического объемного веса с объемным весом свежесушеного бетона*. Отметим, что в бетоны, где крупность заполнителя находилась на верхнем уровне (20 мм), укладывалось заполнителя фракций 5 ... 10 мм и 10 ... 20 мм в весовом соотношении 1:1. В легких бетонах во всех случаях учитывалось истинное значение цементно-водного отношения: без учета воды, поглощаемой заполнителем [42].

Для каждой из 16 серий было изготовлено по три куба 100x100x100 мм с надрезами для определения величины K_{IC} , три плиты с двумя надрезами для определения K_{IC} , шесть стандартных кубов с размером ребра 10 см для определения кубиковой прочности бетона R_m и прочности бетона на растяжение R_{bt} , а также по две призмы размером 100x100x400 мм для контроля призмочной прочности R_b и модуля упругости бетона E_b . Кубы с надрезами изготавливались в стандартных металлических формах, к двум боковым пластинам которых для образования в кубах паза были приварены стальные пластинки высотой 25 мм и толщиной 2 мм.

Водонасыщение образцов серий 1, 4, 5, 8, 10, 11, 14, 15 проводилось в соответствии с матрицей планирования в течение трех суток, предшествующих испытанию, по стандартной методике. Для

* Как писал В.Ерофеев: "Жизнь дается человеку один раз, и прожить ее надо так, чтобы не ошибиться в рецептах", – имея в виду, правда, не бетон, а коктейль из денатурата и одеколона "Ландыш".

Таблица 3.3

Условия, матрица планирования эксперимента и составы бетонов

		R_c , МПа	Ц/В	S, л	d_{max} , мм	R_c , МПа	W, %	$K_{га}$, л/м ³ 10^{-3}	Составы бетонов на 1 м ³ , кг				
									цемент	вода	вода, поглощенная заполни- телем	щебень	песок
Основной уровень		80	2,0	360	15	46,1	6,8	0,43					
Интервал варьирования		40	0,4	60	5	4,7	2,2	0,08					
Верхний уровень		120	2,4	420	20	50,8	9,0	0,51					
Нижний уровень		40	1,6	300	10	41,4	4,6	0,35					
Кодир. значения		x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7					
$x_4 = x_1 x_2$	1	+	+	+	+	+	+	+	560	233	-	1311	89
	2	+	+	-	+	-	-	-	400	167	-	897	803
$x_5 = x_1 x_3$	3	+	-	+	-	+	-	-	438	274	-	917	484
	4	+	-	-	-	-	+	+	313	196	-	1340	361
$x_6 = x_2 x_3$	5	-	+	+	-	-	+	-	560	233	91	497	309
	6	-	+	-	-	+	-	+	400	167	119	727	252
$x_7 = x_1 x_2 x_3$	7	-	-	+	+	-	-	+	438	274	104	708	78
	8	-	-	-	+	+	+	-	313	196	101	484	481
$x_4 = -x_1 x_2$	9	+	+	+	-	-	-	-	560	233	-	917	484
	10	+	+	-	-	+	+	+	400	167	-	1340	361
$x_5 = -x_1 x_3$	11	+	-	+	+	-	+	+	438	274	-	1311	89
	12	+	-	-	+	+	-	-	313	196	-	897	803
$x_6 = -x_2 x_3$	13	-	+	+	+	+	-	+	560	233	104	708	78
	14	-	+	-	+	-	+	-	400	167	101	484	481
$x_7 = -x_1 x_2 x_3$	15	-	-	+	-	+	+	-	438	274	91	497	309
	16	-	-	-	-	-	-	+	313	196	119	727	252

всех серий суммарное время до испытаний составляло три месяца.

Величина K_{IC} определялась по (3.3), K_{IIC} – по (3.6). Прочность бетона на растяжение – по методике Симонова – Матузова [43] испытанием на сжатие – раскалывание бетонных кубов на стальной оправке диаметром 5 мм (рис. 3.7):

$$R_{bt} = \frac{2P}{\pi a^2}, \quad (3.7)$$

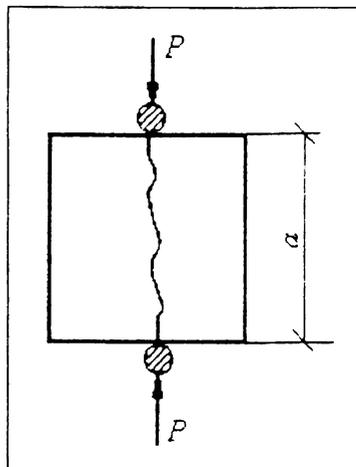


Рис. 3.7. Метод испытания бетонных кубиков по определению R_{bt}

где P – нагрузка, разрушающая образец; другие характеристики бетонов определялись по стандартным методам испытаний.

3.2.4. Результаты планового эксперимента

После реализации матрицы планирования были получены результаты, представленные в табл. 3.4. Из анализа приведенных результатов следует, что прочностные характеристики и показатели трещиностойкости бетона всегда коррелируют друг с другом. Например, сравним составы 13 и 14 и учтем, что оба изготовлены с применением легкого заполнителя: параметры трещиностойкости отличаются на 20 ... 30%, а прочность их практически одинакова. Составы 9, 10 и 12 имеют равные параметры трещиностойкости (все они из тяжелого бетона), а как различна их прочность! Таких примеров в табл. 3.4 можно найти множество, но мы для себя отметим, что прочностных характеристик для изучения работы бетона под нагрузкой, а тем более для оценки его структуры недостаточно: прочный бетон может иметь низкую трещиностойкость. Следовательно, для получения объективных данных о качестве бетона контроль его свойств должен производиться также и по величинам K_{IC} и K_{IIC} .

Решение для координированных переменных $x_1 \dots x_7$ должно быть получено в виде $\bar{y} = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3 + \dots + b_7 x_7$, где $b_0 \dots b_7$ – коэффициенты регрессии, определяемые по результатам экспе-

Результаты испытаний бетонных образцов

№ серии	Значения варьируемых характеристик							K_{IC} , МН/м ^{3/2}	K_{IIC} , МН/м ^{3/2}	R_{ct} , МПа	R_m , МПа	R_b , МПа	E_b , МПа
	R_a ,	Ц/Б	t ,	d_{max} ,	R_c ,	W ,	K_{Ia}						
	МПа		см	мм	МПа	%							
1	120	2,4	420	20	50,8	9,0	0,51	0,3578	4,15	1,58	34,56	26,90	37718,5
2	120	2,4	300	20	41,4	4,6	0,35	0,3797	4,86	1,62	39,02	30,79	37214,5
3	120	1,6	420	10	50,8	4,6	0,35	0,3663	4,61	1,52	29,41	27,43	24199,0
4	120	1,6	300	10	41,4	9,0	0,51	0,1613	1,91	0,74	17,26	11,13	23707,0
5	40	2,4	420	10	50,8	9,0	0,35	0,2992	3,29	1,76	27,10	25,76	18919,5
6	40	2,4	300	10	41,4	4,6	0,51	0,2566	2,80	1,38	20,08	17,01	18900,0
7	40	1,6	420	20	50,8	4,6	0,51	0,1740	2,00	1,00	10,43	10,11	13266,0
8	40	1,6	300	20	41,4	9,0	0,35	0,2059	2,39	1,02	16,43	14,02	16494,0
9	120	2,4	420	10	50,8	4,6	0,35	0,4213	4,93	2,23	44,51	33,38	40801,5
10	120	2,4	300	10	41,4	9,0	0,51	0,4048	4,70	1,74	35,71	34,18	36035,0
11	120	1,6	420	20	50,8	9,0	0,51	0,1705	1,98	0,87	13,66	9,40	18321,0
12	120	1,6	300	20	41,4	4,6	0,35	0,4438	5,37	2,11	29,86	26,01	29117,0
13	40	2,4	420	20	50,8	4,6	0,51	0,3000	3,45	1,42	25,67	23,95	17730,01
14	40	2,4	300	20	41,4	9,0	0,35	0,3748	4,20	1,42	24,38	19,18	17100,0
15	40	1,6	420	10	50,8	9,0	0,35	0,2510	2,91	0,87	18,32	14,72	15246,5
16	40	1,6	300	10	41,4	4,6	0,51	0,1709	1,96	0,96	10,35	7,77	11782,5

римента с учетом уровня кодированной переменной. Значимость коэффициентов регрессии проверялась по критерию Стьюдента: в пределах 5% уровня значимости оказались незначимыми b_3 и b_4 , т.е. влияние максимального диаметра крупного заполнителя и количества цементного теста. Это можно объяснить тем, что факторы Ц/В и S, K_{la} и d_{max} хотя и являются независимыми, но все-таки в чем-то дублируют друг друга и необходимо углубить эти исследования (с ударением на втором “у” в слове углубить).

По абсолютным значениям коэффициентов регрессии можно судить о степени влияния того или иного фактора варьирования на параметры оптимизации. В табл. 3.5 представлена так называемая таблица рангов, где в порядке убывания степени влияния на параметр оптимизации приведены факторы варьирования.

Из таблицы рангов наглядно видны различия в механизмах развития трещин нормального отрыва и поперечного сдвига, бетон по-разному сопротивляется их образованию и движению. Из анализа таблицы также следует наличие общих тенденций влияния факторов на параметры K_{IC} и R_{bt} , с одной стороны, и величины K_{IC} , R_b и R_m , с другой, что говорит о доминирующем влиянии отрывных деформаций при растяжении и сдвиговых — при сжатии и вероятном наличии некоторой корреляции между указанными величинами, о чем мы поговорим в дальнейшем.

Адекватность модели проверялась по критерию Фишера по дис-

Таблица 3.5

Степень влияния факторов на исследуемые величины

№ п/п	K_{IC}	K_{IIIC}	R_{bt}	R_m	R_b	E_b
1	Ц/В	K_{la}	Ц/В	R_a	R_a	R_a
2	K_{la}	R_a	K_{la}	Ц/В	Ц/В	Ц/В
3	R_a	Ц/В	R_a	K_{la}	K_{la}	K_{la}
4	R_c	R_c	W	R_c	R_c	R_c
5	W	W	R_c	W	W	W
6	d_{max}	S	S	S	S	S
7	S	d_{max}	d_{max}	d_{max}	d_{max}	d_{max}

персии результатов опытов относительно среднего арифметического этих результатов. После замены кодированных значений истинными уравнения для определения основных характеристик трещиностойкости бетона при нормальном отрыве и поперечном сдвиге имеют вид:

$$K_{IC} = -0,015 + 0,001 R_a + 0,133Ц/В + 0,006 R_c - 0,08W - 0,583 K_{la}; \quad (3.8)$$

$$K_{IIc} = 0,250 + 0,015 R_a + 1,445Ц/В + 0,070 R_c - 0,126W - 7,508 K_{la}. \quad (3.9)$$

Далее приводятся зависимости для других параметров бетона, попутно полученные в результате факторного эксперимента:

$$R_{bt} = 0,555 + 0,040 R_a + 0,635Ц/В + 0,014 R_c - 0,064W - 2,235 K_{la}; \quad (3.10)$$

$$R_m = -9,00 + 0,14 R_a + 16,45Ц/В + 0,31 R_c - 0,62W - 47,88 K_{la}; \quad (3.11)$$

$$R_b = -17,18 + 0,10 R_a + 14,15Ц/В + 0,49 R_c - 0,60W - 39,75 K_{la}; \quad (3.12)$$

$$E_b = -1335,5 + 184,7 R_a + 11292,5Ц/В + 190,5 R_c - 269,0W - 16900,0 K_{la}; \quad (3.13)$$

$$P_v = 1335,5 + 8,0 R_a + 16,5Ц/В + 0,3 R_c - 0,6W - 47,9 K_{la}, \quad (3.14)$$

где P_v — объемный вес бетона (последнюю формулу мы приводим вовсе не для того, чтобы побыстрее преодолеть нелюбимое мною число 13 в порядковом номере формулы; P_v — важнейший показатель пористости бетона, количества вовлеченного воздуха, плотности структуры).

На основании анализа результатов эксперимента, формул (3.8) и (3.9) сделаем следующие выводы: трещиностойкость бетона при отрыве и сдвиге увеличивается при возрастании проч-

ности заполнителя, активности цемента, Ц/В и уменьшается с увеличением содержания влаги в структуре и количества заполнителя.

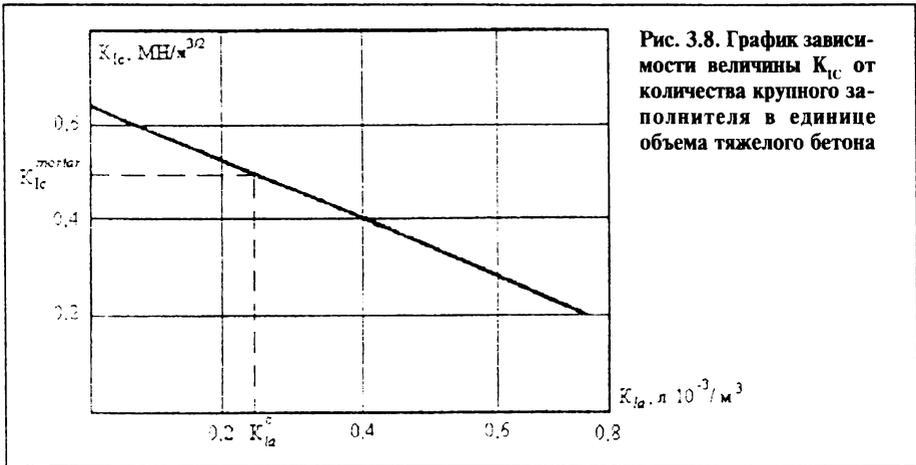
Выше отмечалось, что тяжелый заполнитель оказывает двойственное влияние на трещиностойкость бетона: вначале увеличивает ее, когда преобладает тенденция задержки зернами заполнителя матричных трещин, затем уменьшает, когда превалирует тенденция образования контактных трещин. Это хорошо видно из (3.8): член, содержащий R_a , увеличивает значения K_{IC} , а член, содержащий K_{la} — уменьшает. То есть существует такая концентрация зерен крупного заполнителя, при превышении которой трещиностойкость бетона будет меньше, чем у раствора ($K_{la} = 0$). Назовем такую концентрацию критической, обозначив через K_{la}^c . Существование K_{la}^c видно из рис. 3.8, где построен график зависимости величины K_{IC} , определенной по (3.8), от K_{la} для бетона со следующими характеристиками: $R_a = 120$ МПа, Ц/В = 2,0; $W = 4,6\%$; $R_c = 50,8$ МПа.

Определить значение K_{la}^c можно из следующего соотношения:

$$0,001 R_a = 0,583 K_{la}^c, \tag{3.15}$$

$$K_{la}^c = 0,0017 R_a. \tag{3.16}$$

Для тяжелого бетона с $R_a = 120$ МПа $K_{la}^c = 0,204$.



3.2.5. Подбор состава бетона по требуемой трещиностойкости структуры

Мы уже говорили, что величина K_c является комплексным инвариантным интегральным параметром свойств бетона, его структуры, действующей нагрузки и, главное, его долговечности (см. главу 6). Прочность бетона не несет информации о сроке службы, его качестве и трещиностойкости. Поэтому надежно подобрать состав качественного и долговечного бетона можно лишь с использованием параметров механики разрушения.

Поставим задачу, как в школьном учебнике.

Дано: требуемый срок службы бетона (конструкции из бетона), место строительства, температурно-влажностные условия, активность (имеющегося в наличии) цемента или прочность заполнителя, требуемая прочность бетона (класс).

Задача: подобрать состав бетона.

Решение: По климатическим условиям региона строительства, или ориентируясь на технологические процессы изготовления конструкций, задаем параметр W , оценивающий структурные особенности бетона, например $W = 6,8\%$. По требуемому сроку службы бетона (категориям долговечности) и его классу по табл. 6.7 (глава 6) принимаем значения K_{IC} и K_{IIC} . Имея информацию о заполнителе или цементе или задав прочностные характеристики одного из этих компонентов бетона, из совместного решения трех уравнений (3.8) (3.9) и (3.11) (или (3.12), если задано значение призмной прочности), определяем C/V , K_{la} , R_a (или R_c) (3 уравнения – 3 неизвестные).

Если срок требуемой службы бетона не задается, мы сами можем его назначить либо подбирать состав бетона по категории долговечности, например C . Количество цементного теста S принимаем в диапазоне 300 ... 420 л из условия обеспечения лучшей удобоукладываемости бетона.

Для того чтобы обеспечить большую строгость расчета, в полиномы (3.8), (3.9), (3.11) и (3.12) можно ввести двучлены, содержащие переменную S (соответственно $-1 \cdot 10^{-3}S + 6 \cdot 10^{-4}$; $-1,5 \cdot 10^{-4}S$; $-1,83 \cdot 10^{-3}S + 0,11$; $-1,08 \cdot 10^{-3}S + 0,06$) и решить четыре (а если известны характеристики и цемента, и заполнителя, то три) уравнения с четырьмя неизвестными, однако эффективность такого уложения невелика.

3.2.6. Некоторые дополнительные зависимости

В некоторых исследованиях по механике разрушения бетона отмечается наличие определенной корреляции между величинами K_{IC} и R_{bt} [3, 7, 11 и др]. Зачастую зависимость представляется в виде

$$K_{IC} = a R_{bt}, \quad (3.17)$$

где a – некоторый коэффициент пропорциональности. Очевидно, подобная связь существует и между величинами K_{IIC} и R_b . Определить коэффициент a для K_{IC} и K_{IIC} по результатам факторного эксперимента несложно, но в определенной степени бессмысленно: если существует устойчивая пропорциональная связь между K_c и прочностью, то определять параметры трещиностойкости незачем, они не будут нести никакой информации о материале. На самом деле, зависимость вида (3.17) записать абсолютно корректно нельзя, в чем лишний раз можно убедиться, вернувшись к табл. 3.4. Формулы (3.8) и (3.9) пригодны лишь для оценки значений K_{IC} и K_{IIC} .

Построим зависимости для оценочного определения параметров трещиностойкости по уравнениям линейной, логарифмической, экспоненциальной и степенной регрессий.

Линейная

$$K_{IC} = 0,018 + 0,200 R_{bt}; \quad (3.18)$$

коэффициент корреляции $r = 0,9049$;

$$K_{IIC} = 0,87 + 0,13 R_b; \quad r = 0,9102; \quad (3.19)$$

логарифмическая

$$K_{IC} = 0,221 + 0,269 \ln R_{bt}; \quad r = 0,9106; \quad (3.20)$$

$$K_{IIC} = -3,25 + 2,29 \ln R_b; \quad r = 0,9089; \quad (3.21)$$

экспоненциальная

$$K_{IC} = 0,103 e^{0,72 R_{bt}}; \quad r = 0,8914; \quad (3.22)$$

$$K_{\text{IC}} = 1,45 e^{0,04R_b}; r = 0,9230; \quad (3.23)$$

степенная

$$K_{\text{IC}} = 0,21 R_{bt}^{0,98}; r = 0,9095; \quad (3.24)$$

$$K_{\text{IC}} = 0,39 R_b^{0,73}; r = 0,9359. \quad (3.25)$$

В принципе, для оценки K_c можно использовать любое понравившееся вам выражение. Однако отдадим предпочтение содержанию, а не форме. Вы сами сможете отыскать наиболее точные зависимости по r , критическому g^2 и ковариантности. Мы сделаем только одну маленькую подсказку – это (3.20) и (3.25).

3.3. Параметры трещиностойкости при развитии в структуре бетона процессов сульфатной коррозии*

Природные условия и активная жизнедеятельность человека зачастую приводят к тому, что на строительные конструкции оказывают воздействие химически активные к бетону среды. Между тем установлено, что даже такие, традиционно считающиеся малоактивными среды, как вода и спирт, вызывают в твердых материалах докритический рост трещин при значениях коэффициента интенсивности напряжений K , существенно меньших K_c . Коррозионные активные среды сильно снижают долговечность материалов в первую очередь за счет ускорения процесса распространения имеющихся трещин. Это говорит о необходимости учитывать при конструировании влияние активных сред на рост трещин в бетоне.

Для исследования влияния процессов сульфатной коррозии в бетоне на основные характеристики его трещиностойкости K_{IC} и K_{IIC} были проведены экспериментальные исследования на стандартных [99] образцах. Состав мелкозернистого бетона 1:2:0,6 (Ц:П:В/Ц) на среднеалюминатном портландцементе.

* Настоящий параграф написан совместно с Т.Л. Мамаевым, к.т.н., старшим научным сотрудником НИИЖБ Госстроя России.

Образцы подвергались длительному воздействию (до 1000 суток) 5-процентного раствора сернокислого натрия.

В эксперименте установлено, что в условиях сульфатной коррозии наблюдаются две характерные стадии изменения параметров трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IIC} .

В начальные сроки взаимодействия сульфат-ионов с гидроксидом кальция в бетоне уплотняется структура и увеличивается его трещиностойкость. При содержании в цементном камне сульфат-ионов $Q_{SO_3} = 3,5\%$ значения параметров K_{IC} и K_{IIC} повысились на 18 ... 19% (Q_{SO_3} — количество связанных цементным камнем сульфат-ионов в пересчете на SO_3). Повышение трещиностойкости бетона в начальной стадии коррозионного процесса связано как с заполнением структурных пустот, пор и капилляров продуктами взаимодействия, кристаллами солей, образуемых вследствие химических реакций сульфат-ионов с компонентами цементного камня, так и с дальнейшей гидратацией зерен клинкера в условиях водонасыщения.

При продолжительном воздействии сульфатной среды образовавшиеся кристаллы и кристаллогидраты гидросульфата алюмината и гипса создают давление в зонах скопления и вызывают в структуре бетона растягивающие усилия, образование и развитие микротрещин, что приводит к понижению параметров его трещиностойкости. Количество микротрещин в единице объема бетона, т.е. степень коррозионной деструкции бетона, в определенной степени зависит от количества сульфат-ионов, связанных в цементном камне.

При содержании в цементном камне 5 ... 8% сульфат-ионов происходит относительно меньшее снижение параметров трещиностойкости бетона, чем его прочностных характеристик. Так, к 300 суткам воздействия раствора сернокислого натрия количество новообразований возросло до 7,5% и произошло снижение R_b и R_{bt} на 4 и 10% соответственно, тогда как K_{IC} и K_{IIC} бетона понизились не более чем на 2% по отношению к характеристикам, определенным на образцах водонасыщенного бетона.

Указанные особенности на данном этапе развития коррозионного процесса объясняются тем, что образовавшиеся микротрещины в структуре бетона в результате воздействия сульфат-

фатной среды требуют дополнительных затрат энергии на объединение в магистральные трещины, т.е. “чувствительность” бетона к концентраторам напряжений коррозионной природы уменьшается. В результате происходит относительно меньшее снижение параметров K_{IC} и K_{IIC} , чем R_b и R_{bt} .

При содержании в структуре бетона более 8% сульфат-ионов плотность микротрещин значительно увеличивается, образуются макротрещины, наблюдается разрыхление структуры и отслоение поверхностного слоя у образцов. На данном этапе развития коррозионного процесса происходит более интенсивное снижение характеристик трещиностойкости K_{IC} и K_{IIC} бетона. Например, к 600 суткам воздействия раствора ($s_{0,3} = 10,6\%$) K_{IC} и K_{IIC} бетона снизились на 44 и 36%, а R_b и R_{bt} – на 48 и 33% соответственно по отношению к характеристикам водонасыщенного бетона.

С увеличением плотности микродефектов в структуре бетона (при $s_{0,3} > 8\%$) расстояние между микротрещинами уменьшается так, что эффекты их взаимодействия при нагружении приводят к существенным концентрациям напряжений, и в результате значения K_{IC} и K_{IIC} значительно уменьшаются, как и прочностные характеристики бетона. Следует отметить, что накопление коррозионных повреждений в структуре бетона оказывает уже несколько большее влияние на изменение величины K_{IC} , чем K_{IIC} .

В результате регрессионного анализа опытных данных получены уравнения, описывающие зависимости между относительным изменением характеристик трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IIC} в растворах сульфата натрия (по отношению к K_{IC} и K_{IIC} водонасыщенного бетона) и количеством связанных цементным камнем сульфат-ионов:

$$K_{IC}(t) = \gamma_{s_{0,3}}^I K_{IC}, \quad (3.26)$$

$$K_{IIC}(t) = \gamma_{s_{0,3}}^{II} K_{IIC}, \quad (3.27)$$

где $\gamma_{s_{0,3}}^I$ и $\gamma_{s_{0,3}}^{II}$ – параметры, характеризующие влияние сульф-

фатной коррозии на изменение параметров трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IIC} соответственно; они определяются из выражений

$$\gamma_{S0_3}^I = 0,6 + 0,029Q_{S0_3} (1 - 0,169Q_{S0_3}),$$

$$\gamma_{S0_3}^{II} = 0,6 + 0,031Q_{S0_3} (1 - 0,152Q_{S0_3}).$$

3.4. Разрушение по зоне контакта двух бетонов (материалов)

Контакт двух различных бетонов (допустим, в швах бетонирования) и даже поверхность сопряжения двух слоев одного и того же бетона, уложенного в разное время, является одним из самых слабых мест в структуре элемента: ее неоднородность или трещина как бы уже существуют, и надо совершить небольшую работу, и трещина начнет расти. Такие поверхности контакта образуются, как правило: при перерывах в бетонировании, при проведении работ по реконструкции элементов зданий и сооружений, при восстановлении послеаварийных местных разрушений; при усилении конструкций; в многослойных конструкциях на границе двух смежных слоев; да и в самом бетоне таких контактов предостаточно.

Сложность решения задач о распространении трещин по зоне контакта заключается в том, что концевая область трещины не будет обладать локальной симметрией из-за различия свойств материалов противоположных ее берегов*. Кроме того, важно учесть форму контакта, когда сложная траектория движения трещины увеличивает сопротивляемость контактной зоны ее развитию (рис. 3.9). На рисунке мы постарались показать разницу между разрушением тяжелого и легкого бетона, а ведь здесь главное различие – именно в разрушении контакта между заполнителем и матрицей! В тяжелом бетоне основным началь-

* Мне кажется, что простых задач вообще не бывает. Как доказательство, приведу простенькую на первый взгляд задачку: из пункта А в пункт Б вышел поезд, навстречу поезду по той же колес – дрезина; вопрос: почему они не встретились?

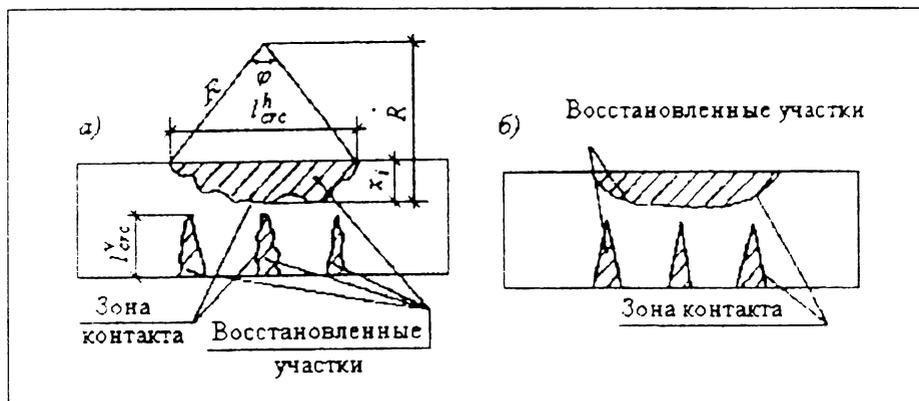


Рис. 3.9. Зона контакта двух бетонов в восстановленных изгибаемых (железобетонных) элементах из тяжелого бетона (а) и легкого бетона (б)

ным дефектом структуры являются трещины поверхности контакта между матрицей и крупным заполнителем, возникающие в процессе усадки или имеющие седиментационное или силовое происхождение, поэтому развитие трещин происходит по контактной зоне с последующим их выходом в матрицу, а поверхность разрушения криволинейна, так как трещина огибает зерна заполнителя. Контакт же между пористым заполнителем и цементным камнем является наиболее прочным местом структуры: это обусловлено лучшими условиями гидратации цемента в силу отдачи заполнителем воды в процессе вызревания бетона. Кроме того, так как заполнитель отдает воду, в нем образуется вакуум, что обеспечивает самовакуумирование контактного слоя и естественное увеличение его прочности (открытие М.З. Симонова [42]). Поэтому основную роль в процессе разрушения играют начальные трещины в структуре легкого заполнителя и матрицы, причем развиваться они будут по-разному. Так как трещины имеют тенденции легко проникать из более прочного материала в менее прочный, трещины, развивающиеся в заполнителе, в большинстве своем будут остановлены на границе с матрицей и не окажут определяющего влияния на трещиностойкость бетона; трещины, развивающиеся в матрице, будут сравнительно легко проникать в заполнитель и сыграют основную роль в разрушении легкого бетона. Они будут как бы “проскакивать” порис-

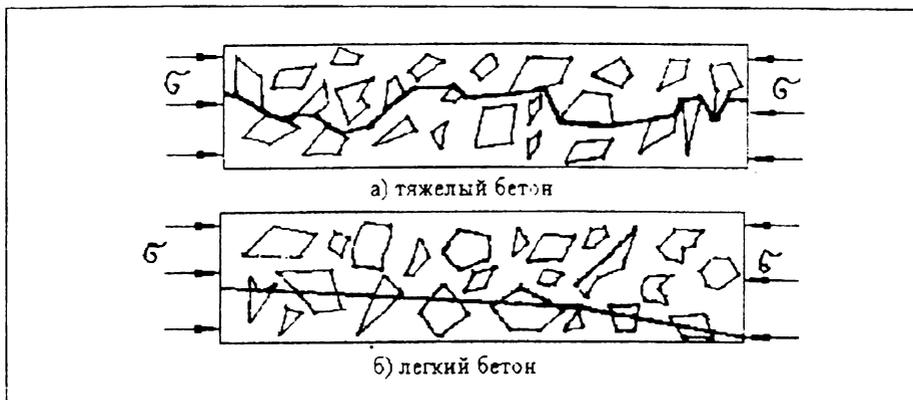


Рис. 3.10. Траектории развития трещин в тяжелом и легком бетонах

тый заполнитель, поэтому магистральные трещины в бетоне имеют траекторию по прямой линии, а поверхность разрушения мало отличается от плоскости, что и показано на рис. 3.9,б, а для большей наглядности – и на рис. 3.10.

Отступление получилось достаточно длинным, но все-таки мы возвращаемся к аспектам контактного разрушения. За параметр трещиностойкости контактной зоны примем величину K_c^{cz} – критический коэффициент интенсивности напряжений контактной зоны, характеризующий ее сопротивляемость развитию трещины. При разрушении восстановленных участков в растянутой части сечения доминирующее влияние на трещиностойкость и деформативность элемента оказывают контактные трещины нормального отрыва, развитие которых описывается посредством параметра K_I^{cz} и его критического значения K_{Ic}^{cz} , а в сжатой части сечения – контактные трещины поперечного сдвига, кроме того, лимитирующие несущую способность восстановленного элемента и описываемые характеристиками при поперечном сдвиге K_{II}^{cz} и K_{IIc}^{cz} .

Рассмотрим поверхность контакта двух бетонов (материалов) – 1 и 2. Принимая во внимание постоянство диссипированной энергии при образовании единичной поверхности разрушения и то, что на трещиностойкость контактной зоны влияет общая площадь поверхности соприкосновения и ее “шероховатость”, комплексной характеристикой которой является удель-

ная площадь поверхности контакта S_s , получим выражение для определения параметра трещиностойкости контактной зоны как при нормальном отрыве, так и при поперечном сдвиге:

$$K_c^{cz} = (K_c^{(1)} + K_c^{(2)}) S_s / \pi^{\frac{5}{2}}, \quad (3.28)$$

где $S_s = S_{tot} / S_p \geq 1$ (рис. 3.11), индексы 1 и 2 означают, что параметры являются характеристиками различных материалов (бетонов).

Выразив критический КИН через энергию разрушения, имеем

$$K_c^{cz} = \left(\sqrt{G_c^{(1)} E^{(1)}} + \sqrt{G_c^{(2)} E^{(2)}} \right) S_s / \pi^{\frac{5}{2}}, \quad (3.29)$$

где G_c – энергия разрушения; E – модуль упругости материалов (бетонов).

Для легких бетонов в силу описанного выше “прямолинейного” разрушения $S_{tot} / S_p = 1$.

В тяжелом бетоне траектория движения трещины, а следовательно, и величина S_{tot} зависят от концентрации крупного заполнителя в единице объема бетона K_{fa} и значения D . Если считать, что зерна крупного заполнителя имеют шарообразную форму, а трещина, проходящая по поверхности контакта “тяжелый заполнитель – матрица”, имеет длину, равную полудуге окружности диаметром D , можно определить S_{tot}^I и S_{tot}^{II} для зоны контакта в тяжелом бетоне:

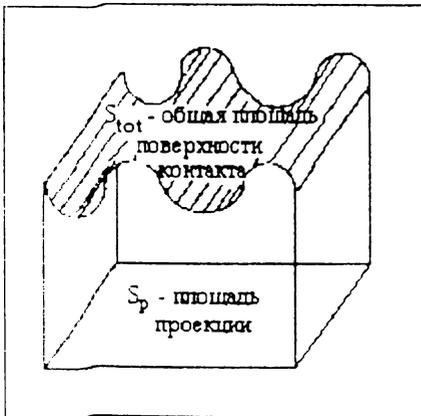


Рис. 3.11. К определению удельной площади поверхности контакта

$$S_{10l}^I = (1 + 3K_{la} / \rho) l_{crc}^v b, \tag{3.30}$$

$$S_{10l}^{II} = (1 + 3K_{la} / \rho) l_{crc}^h b, \tag{3.31}$$

где ρ – плотность материала крупного заполнителя, индекс v – отрыв; h – сдвиг; l_{crc}^v – длина отрывной трещины; l_{crc}^h – сдвиговой.

Экспериментально величины K_{ic}^{cz} и K_{ic}^{cz} определялись на образцах уже знакомой нам формы, а зона контакта двух бетонов различного состава проходила по плоскости развития иницированной трещины (рис.3.12). Причем поверхность контакта в виде плоскости создавалась отдельным по времени бетонированием, а в виде волнообразной поверхности – путем разрушения однородного образца с дальнейшим восстановлением его бетоном другого состава. Бетоны изготавливались из гранитного щебня, керамзита и вулканического шлака из карьера Оками в Грузии (с этим крупнопористым легким заполнителем мы встретимся в главах 4 и 5; здесь же свойства его и других заполнителей мы не приводим, так как они не имеют для анализа результатов эксперимента решающего значения).

Составы бетонов и результаты испытаний приведены в табл.

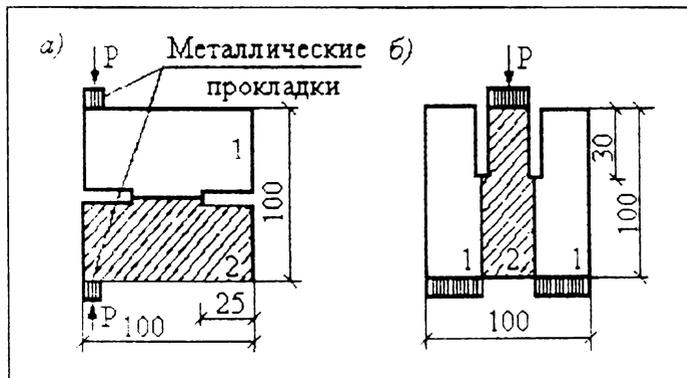


Рис. 3.12. Методика испытания бетонных образцов для определения параметров а) K_{ic}^{cz} ; б) K_{ic}^{cz}

3.6. Разрушение всегда происходило по поверхности контакта, а экспериментально полученные величины хорошо соответствуют результатам расчета по зависимости (3.28).

Таблица 3.6

Параметры трещиностойкости при контактном разрушении

№ составов	Составы бетонов Ц:В:З:П, кг	K_{IC} , МН/м ^{3/2}	K_{IIC} , МН/м ^{3/2}	Вид заполнителя	Вид контакта	K_{IC}^{cz} , МН/м ^{3/2}		K_{IIC}^{cz} , МН/м ^{3/2}	
						опыт	по (3.28)	опыт	по (3.28)
1	400:200:1255:500	0,40	4,31	гранитный	волнооб-	0,07	0,07	0,61	0,75
2	340:210:1200:600	0,29	3,17	щебень	разный				
1	400:200:1255:500	0,40	4,31	гранитный	плоскость	0,06	0,04	0,52	0,43
2	340:210:1200:600	0,29	3,17	щебень					
1	500:224:298:198	0,18	2,81	Керамзит	плоскость	0,02	0,02	0,23	0,28
2	352:318:546:364	0,18	2,09	Оками					

Глава 4

Развитие трещин в бетонных элементах при длительном нагружении

В исследованиях особенностей работы конструкций под длительно действующей нагрузкой получено, что их максимальная несущая способность понижается по сравнению с условиями действия кратковременных нагрузок. Если величина статических напряжений составляет более 80% от соответствующего кратковременного предела сопротивления сжатию – растяжению материала, из которого изготовлена та или иная конструкция, то, как правило, наступает разрушение. В этой и последующей главах приведены результаты обширных экспериментальных исследований. Мы сочли необходимым подробно проанализировать эти эксперименты потому, что, во-первых, они в некоторой степени уникальны и вряд ли могут быть в таком объеме повторены в ближайшее время, и, во-вторых, за скупыми колонками чисел можно воочию увидеть процессы разрушения и развития трещин.

4.1. Общие положения

Понижение прочности бетона при длительном приложении нагрузки – следствие накопления и развития во времени микро- и макротрещин в его структуре и соответствующей релаксации напряжений, выраженной в уменьшении величины критического коэффициента интенсивности напряжений или в понижении уровня сопротивляемости, характеризующимся во времени некоторым энергетическим барьером деформирования.

При длительном (и циклическом – см. главу 5) действии внешней нагрузки реологические процессы, происходящие в структуре бетона, оказывают определяющее влияние на длительное сопротивление и процесс разрушения, особенно в вершине трещины – месте, где формируется зона предразрушения и происходят физические процессы накопления повреждений структуры, приводящие к дальнейшему продвижению трещин. Для

модели трещины примем, что в ее вершине действуют напряжения, равные

$$K_{IC} \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}}, \quad (4.1)$$

где l_{bg} – размерный параметр, равный 1 метру), а в зоне предразрушения их распределение примем согласно рис. 4.1. Распространив модель Леонова – Панасюка – Даглейла (глава 2) на класс материалов с упрочнением*, установим, что распределение напряжений в концевой зоне отображается зависимостью

$$\sigma(x) = \left(\frac{K_{IC} \sqrt{\pi}}{\sqrt{l_{bg}}} - \frac{K_{IC} \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} \right) \left(\frac{|x| - l_{erc}}{L - l_{erc}} \right) + \frac{K_{IC} \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}}, \quad (4.2)$$

где $L = l_{erc} + d$; d – длина зоны предразрушения. С ростом длины трещины напряжения в точках зоны предразрушения изменяются. Эти точки постепенно переходят в область напряжений, близких к $K_{IC} \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}}$. В момент достижения в некоторой точке $x = l_{erc}$ напряжением значения $K_{IC} \pi^{3/2} / \sqrt{l_{bg}}$ происходит рост трещины или, иначе говоря, локальное разрушение бетона. При не-

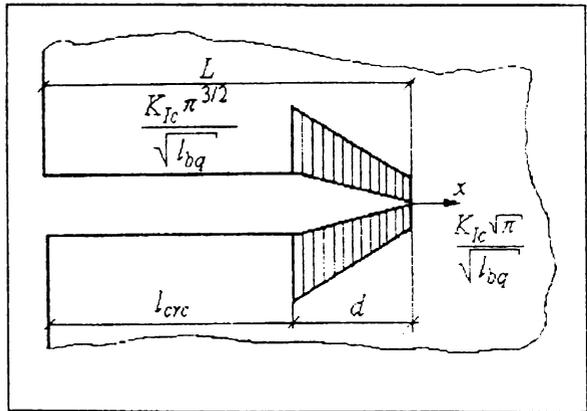


Рис. 4.1. Модель трещины в бетоне

* Имеется в виду бетон и увеличение его прочности вследствие процессов гидратации.

устойчивой схеме развития трещины моменты локального разрушения и полного разрушения элемента совпадают. Поэтому исследование процесса роста трещины в бетонных образцах во времени возможно лишь при условии ее устойчивого роста. Этим объясняется использование в качестве опытных образцов плит размерами 200x600x50 мм, ослабленных центральным отверстием диаметром 50 мм, где рост трещин протекает устойчиво в направлении, перпендикулярном максимальным растягивающим напряжениям, а высота плиты обеспечивает отсутствие влияния трения в центральной части образца [34]. Мы уже встречались с такими бетонными элементами в главе 3. Исследования проведены на четырех сериях образцов из тяжелого и легкого бетонов. В качестве заполнителей для бетона наряду с заполнителем шлаком месторождения Сагамо и гравийным щебнем, характеристики которых приведены в табл. 3.2, были применены также вулканический шлак месторождения Оками в Грузии и керамзит Петербургского завода керамических изделий. Их характеристики приведены в табл. 4.1. В результате получена гамма легких бетонов с различными заполнителями: от кирпичного цвета малопрочного вулканического шлака (Оками), из которого получается бетон цвета розового туфа*, до прочного, труднодробимого, черного шлака, на котором возможно получить бетон высокой трещиностойкости и прочности.

Составы подбирались методом абсолютных объемов с применением формулы (3.11) в следующей последовательности: задавалась величина R_m и по (3.11) определялась зависимость между величинами K_{fa} и σ/V . Приняв некоторое значение σ/V (в пределах $\sigma/V = 2 \dots 3$), определялась величина K_{fa} и методом абсолютных объемов окончательно устанавливался состав бетона. Составы бетонов приведены в табл. 4.2; в качестве вяжущего использован шлакопортландцемент Руставского завода с $R_c = 32,4$ МПа. Физико-механические характеристики бетонов и параметры вязкости разрушения, определенные по методике, изложенной нами в главе 3, приведены в табл. 4.3.

* Или цвета города Еревана. Кстати, ответ на задачу в главе 3 таков: не судьба.

4.2. Методика испытаний

Длительное нагружение образцов-плит, ослабленных отверстием, осуществлялось в силовых пружинных установках. Усилие от пружин передавалось на образцы посредством жестких стальных плит, опирающихся на шарниры — стальные шары, что обеспечивало центровку нагрузки (рис. 4.2). Замер деформаций укорочения бетона проводился в трех сечениях призмы: по оси образца (база 440 мм), в верхней крайней четверти (база 185 мм) и в горизонтальном направлении у низа отверстия (база 185 мм). Схема стационарного расположения приборов и приспособлений показана на рис. 4.2. Наблюдение за развитием трещин осуществлялось при помощи стереоскопического микроскопа МБС-2 с окулярным микрометром, которым фиксировалась длина растущей трещины с точностью до 0,5 мм и ширина ее раскрытия с точностью до 0,005 мм (рис. 4.3). Частота снятия показаний по приборам убывала с ростом срока пребывания образцов под нагрузкой. Всего загружено 7 образцов, напряжения сжатия в бетоне которых составили: ТД-1 — 9,8 МПа; ТД-2 — 4,9 МПа; СД-1 — 7,4 МПа; КД — 5,9 МПа; КД-2 — 3,0 МПа; ОД-1 — 4,9 МПа; ОД-2 — 3,0 МПа.

Параллельно исследовали деформации ползучести бетона данного состава на четырех призмах размером 100x100x400 мм. Уровни нагружения призм соответствовали максимальным уровням напряжений в бетоне плит с отверстиями. На две противоположные грани призм стационарно крепили приспособления с индикаторами с ценой деления 0,01 мм для замера деформаций.

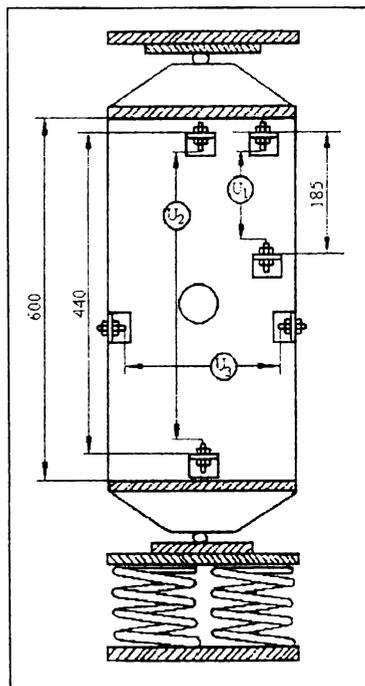


Рис. 4.2. Испытание плит на действие длительной нагрузки

Таблица 4.1

Характеристики керамзита и вулканического шлака Оками

№ п/п	Наименование заполнителей	Фракции, мм	Удельный вес, г/см ³	Насыпной объемный вес зерен, г/см ³	Объемный вес зерен, г/см ³	Межзерновая пустотность, %	Водопоглощение за 1 час, %	Прочность в стакане, МПа	Дробимость, %	Прочность, МПа
1	Вулканический шлак Оками	0-5	2,65	1050	1,64	-	10	-	52	15,0
		5-10	2,65	670	1,28	49,5	24	1,50	52	15,0
		10-20	2,65	625	1,28	51	23	1,57	52	15,0
2	Керамзит	0-5	2,40	560	0,92	-	6,4	-	40	23,4
		5-10	2,40	475	0,76	37,5	13,2	3,12	40	23,4
		10-20	2,40	430	0,66	34,4	13,2	3,21	40	23,4

Таблица 4.2

Составы бетонов

№ п/п	Вид заполнителя	Маркировка состава	Составы бетонов на 1 м ³ , кг				
			Ц	В	Впогл.	Щ	П
1	Гравийный щебень	Т	405	193	-	1196	513
2	Сагано	С	533	213	89	501	334
3	Керамзит	К	500	172	52	298	198
4	Оками	О	352	153	165	546	364

Таблица 4.3

Физико-механические свойства бетона

Маркировка состава	Вид заполнителя	γ , кг/м ³	R_m , МПа	R_{bt} , МПа	R_b , МПа	E_b , МПа	K_{IC} , МН/м ^{3/2}	K_{IIC} , МН/м ^{3/2}
Т	Гравийный щебень	2320	30,5	1,69	23,0	29163	0,3465	3,94
С	Шлак Сагамо	1682	27,0	1,49	26,8	17459	0,3445	3,92
К	Керамзит	1223	26,2	0,72	19,5	11400	0,1836	2,24
О	Шлак Окамп	1607	15,4	0,87	12,8	9804	0,1780	2,12

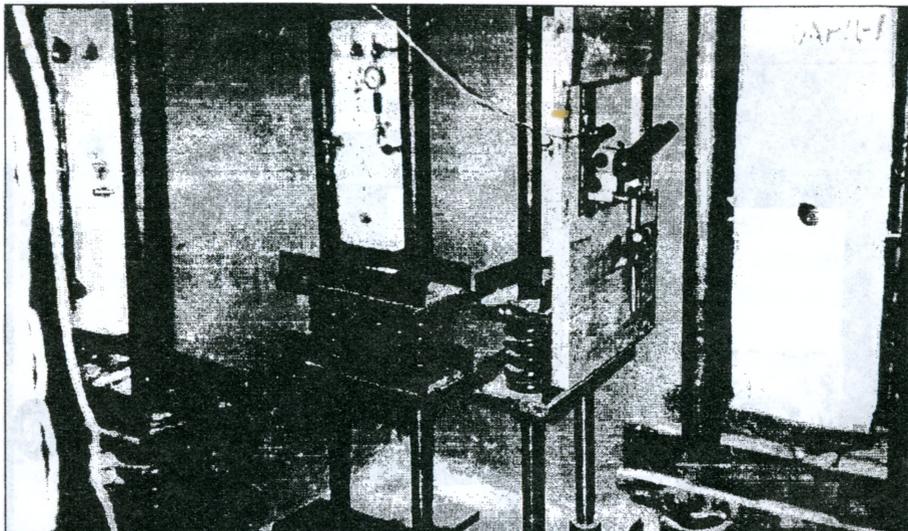


Рис. 4.3. Образцы в пружинных установках при длительном нагружении. На образцах висит деревянный защитный щит, на котором укреплен микроскоп МБС-2. Выше — осветительный прибор для подсветки трещины. На образце левее — компаратор с малой базой, хорошо видны шпильки. На крайнем левом образце можно рассмотреть компаратор, с помощью которого определялись деформации на большой базе

Для определения несущей способности образцов на сжатие, а также для дополнительного контроля величины K_{IC} плиты, ослабленные отверстием, испытывались на действие кратковременной сжимающей нагрузки. Испытания проводились на прессе П-125 при диапазоне показаний 625 кН. Для контроля длины трещины в зоне отверстия образцов плит при испытании замерялись деформации бетона датчиками сопротивления базой 20 и 50 мм*. Схемы расположения датчиков на образце при испытании приведены на рис. 4.4 и 4.5.

По зафиксированной микроскопом МБС-2 длине трещины и действующему напряжению определялись значения K_{IC} из формулы (3.4).

* Методика регистрации параметров трещин с помощью тензорезисторов с различной базой разработана К.Ковлером и основана на том факте, что борта образующихся трещин разгружаются, и поэтому показания датчиков зависят исключительно от раскрытия трещины. Если произведение деформации тензорезистора на величину его базы в данной точке не зависит от выбора базы, то это говорит о наличии трещины.

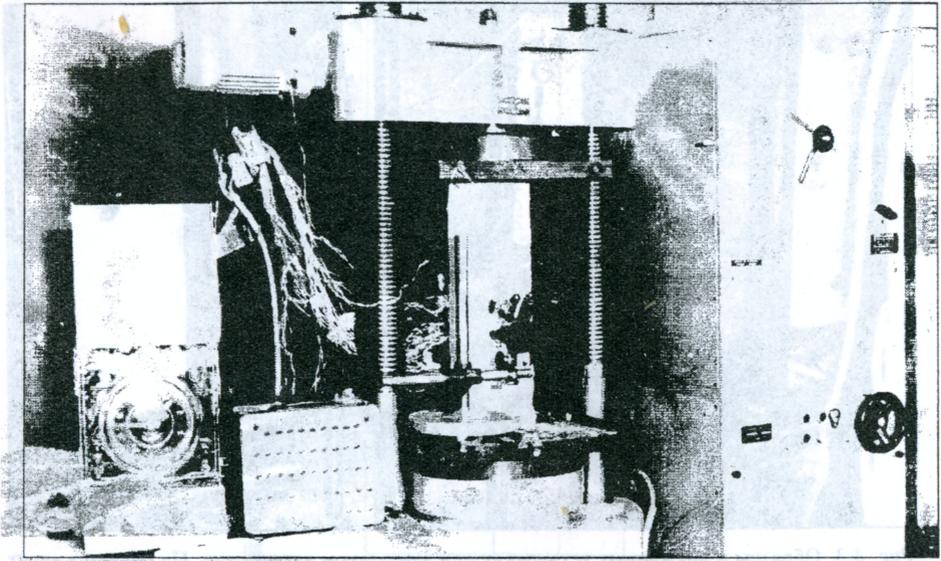


Рис. 4.4. Испытание образца с центральным круговым отверстием на действие кратковременной сжимающей нагрузки. Хорошо видны: пресс П-125, микроскоп МБС-2 и приборы, подсоединенные к датчикам сопротивления, наклеены к обратной грани образца (см. рис. 4.5)

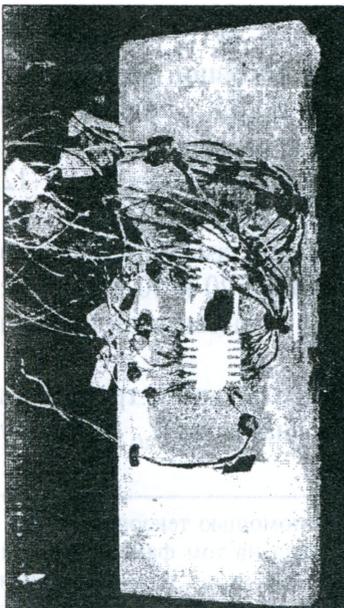


Рис. 4.5. Образец с центральным круговым отверстием, подготовленный к испытанию на кратковременное действие высшей нагрузки. На траектории движения трещины в местах концентрации максимальных растягивающих напряжений наклеены датчики сопротивления базой 20 и 50 мм. Предполагалось, что это позволит без помощи микроскопа определять длины трещин, развивающихся по обе стороны отверстия. Деформации в бетоне в местах концентрации максимальных сжимающих напряжений определялись с помощью датчиков базой 50 мм (на фотографии — это 4 датчика, которые наклеены вертикально)

4.3. Результаты испытаний

Результаты испытаний на действие кратковременной сжимающей нагрузки плит, ослабленных центральным отверстием (их несущая способность и определенные по (3.4) значения критического коэффициента интенсивности напряжений), приведены в табл. 4.4.

Таблица 4.4

Результаты испытаний плит, ослабленных отверстием, на действие кратковременной сжимающей нагрузки

№ образца	Вид заполнителя	Разрушающая нагрузка, МПа	K_{IC} , МН/м ^{3/2}
ТК-1	Гравийный щебень	17,50	0,408
ТК-2	То же	21,25	0,416
СК-1	Шлак Сагамо	22,88	0,402
КК-1	Керамзит	15,00	0,204
ОК-1	Шлак Оками	10,85	0,199

Из сопоставления данных таблиц 4.3 и 4.4 следует, что значения K_{IC} , полученные в испытаниях на кубах с пазами, меньше, чем на плитах с отверстиями. Это объясняется различием схем испытаний: устойчивым характером развития трещин в плитах, ослабленных отверстием, и неустойчивым в кубах.

Читателя здесь могут одолеть смутные сомнения: а где же хвелевая инвариантность параметров трещиностойкости, – ведь их величина не должна зависеть от методики испытания. Дело в том, что при неустойчивом развитии энергия, необходимая для разрушения элемента, расходуется мгновенно, поэтому ее требуется немного меньше. Отсюда и небольшая разница в величине K_{IC} , не превышающая 20%.

Параметры трещин в образцах, загруженных длительно действующей нагрузкой, фиксировались через 1, 3, 7, 15, 21, 37, 67, 131 сутки после момента загрузки. За начальные характеристики трещин принимались их длина и ширина раскрытия в устье непосредственно в момент загрузки. Величина раскрытия устья трещины контролировалась компаратором по абсолютной деформации в гори-

Таблица 4.5

**Результаты испытаний образцов,
загруженных длительно действующей нагрузкой**

Номер образца	Время после загрузки, суток	Верхняя трещина		Нижняя трещина			
		длина, мм	ширина раскр. мм	длина, мм	ширина раскр. мм		
ТД-1	0	15	0,015	19	0,015		
	1	15	0,015	19	0,015		
	3	15,5	0,022	19	0,015		
	7	18	0,022	20,5	0,022		
	15	25	0,030	22	0,030		
	21	27	0,030	22	0,030		
	37	28,5	0,037	23,5	0,045		
	67	31,5	0,045	29	0,045		
	131	31,5	0,045	29	0,045		
ТД-2	0			18	0,015		
	1			18	0,015		
	3			20,5	0,015		
	7	Верхняя трещина не зафиксирована		22	0,022		
	15			23	0,022		
	21			25	0,037		
	37			25	0,037		
	67			31	0,037		
131	31			0,052			
СД-1	0			8	0,022	9,5	0,015
	1			8	0,030	9,5	0,015
	3	8	0,030	9,5	0,030		
	7	10,5	0,030	11	0,030		
	15	10,5	0,037	14	0,030		
	21	10,5	0,037	14	0,030		
	37	16,0	0,045	15,5	0,030		
	67	21,0	0,045	20,0	0,030		
	131	21,0	0,052	20,0	0,037		
КД-1	0	16	0,090	20	0,060		
	1	16	0,090	20	0,060		
	3	17	0,090	21	0,060		
	7	18,5	0,090	22	0,075		
	15	23	0,105	25	0,075		
	21	23	0,105	25	0,075		
	37	24	0,105	29	0,105		
	67	30	0,150	32,5	0,150		
	131	30	0,150	32,5	0,150		

продолжение табл. 4.5

1	2	3	4	5	6
КД-2	0	6	0,030	7	0,015
	1	6	0,030	7	0,022
	3	7	0,030	7	0,030
	7	9	0,037	8	0,030
	15	10	0,045	8	0,037
	21	11	0,045	11	0,037
	37	12	0,052	12	0,045
	67	17	0,060	17	0,060
131	17	0,075	17	0,060	
ОД-1	0	12	0,015	7	0,015
	1	12	0,015	7	0,015
	3	13	0,022	10,5	0,015
	7	15	0,022	10,5	0,022
	15	18,5	0,030	14	0,022
	21	19,5	0,030	19,5	0,022
	37	20,0	0,045	20	0,022
	67	20,5	0,045	20	0,022
131	23,5	0,052	20	0,022	
ОД-2	0	5	0,007	5,5	0,007
	1	5	0,007	5,5	0,007
	3	5	0,007	5,5	0,007
	7	7,5	0,007	5,5	0,007
	15	7,5	0,015	8,0	0,015
	21	7,5	0,015	8,0	0,015
	37	10	0,015	8,0	0,015
	67	12,5	0,015	8,0	0,015
131	12,5	0,022	8,0	0,015	

зонтальном направлении у низа отверстия. Во время фиксации параметров трещин определялись деформации ползучести в плитах и контрольных призмах. Динамика роста параметров трещин испытанных образцов хорошо прослеживается по данным табл. 4.5.

После стабилизации параметров трещин образцы испытывались на сжатие до разрушения возрастающей кратковременной нагрузкой. Несущая способность образцов составила: ТД-1 – 23,50 МПа; ТД-2 – 20,25 МПа; КД-1 – 14,0 МПа; КД-2 – 13,9 МПа; СД-1 – 23,10 МПа; ОД-1 – 12,41 МПа и ОД-2 – 12,38 МПа. Из сопоставления этих данных с результатами кратковременных испытаний плит (табл. 4.4) установлено, что после выдержки образцов под нагрузкой их несущая способность несколько выросла (кроме об-

разцов из керамзитобетона). Это связано, видимо, с наличием достаточно развитых по длине и ширине раскрытия трещин при выдержке под нагрузкой, хотя и в этом случае уменьшение несущей способности оказалось весьма незначительным. В целом можно отметить, что принятый в эксперименте уровень нагрузки, соответствующий примерно половине кратковременной разрушающей (эксплуатационный уровень), не приводит к заметному изменению несущей способности.

На рис. 4.6. показаны некоторые из разрушенных после выдержки под нагрузкой образцов.

На рис. 4.7 и 4.8 приведены графики изменения длин трещин во времени. Развитие трещин в длину продолжается в течение 40 ... 50 суток после приложения нагрузки и носит затухающий характер. Приращение длины трещины может быть вычислено по формуле

$$\Delta l_{crc}(t, \tau) = \Delta l_{crc}(\infty, \tau) [1 - e^{-\beta(t-\tau)}], \quad (4.3)$$

где $\Delta l_{crc}(\infty, \tau)$ – максимальное приращение длины трещины, β – чис-

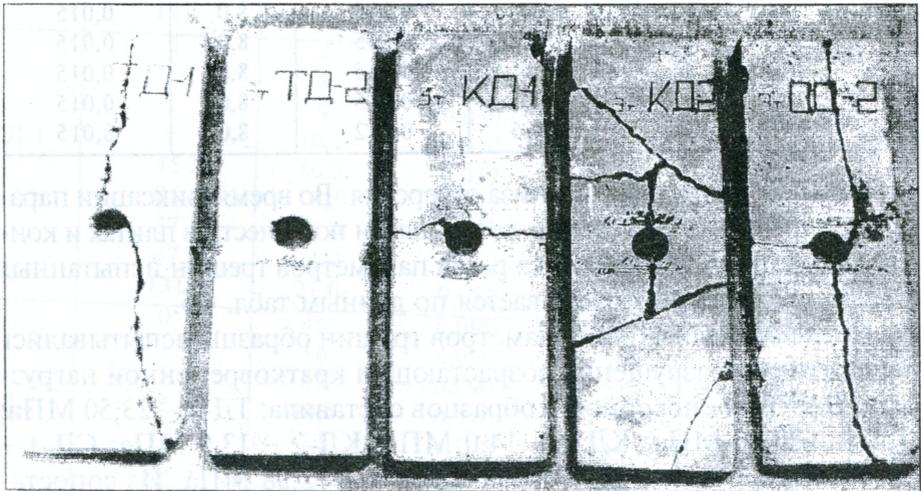


Рис. 4.6. Образцы, разрушенные после выдержки под длительно действующей нагрузкой. Хорошо видна динамика роста трещины во времени. Напомним, что в образце ТД-2 верхняя трещина не зафиксирована

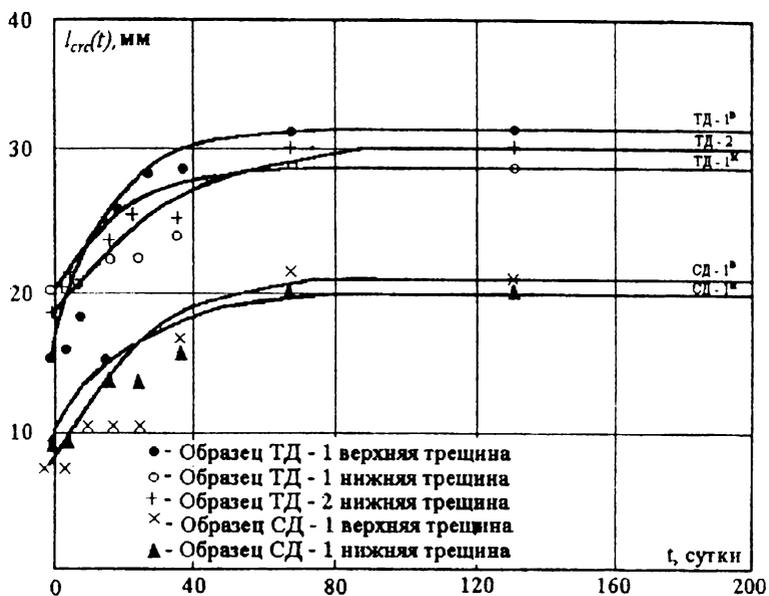


Рис. 4.7. Изменение длины трещины во времени в образцах из тяжелого бетона и легкого на заполнителе Сагамо

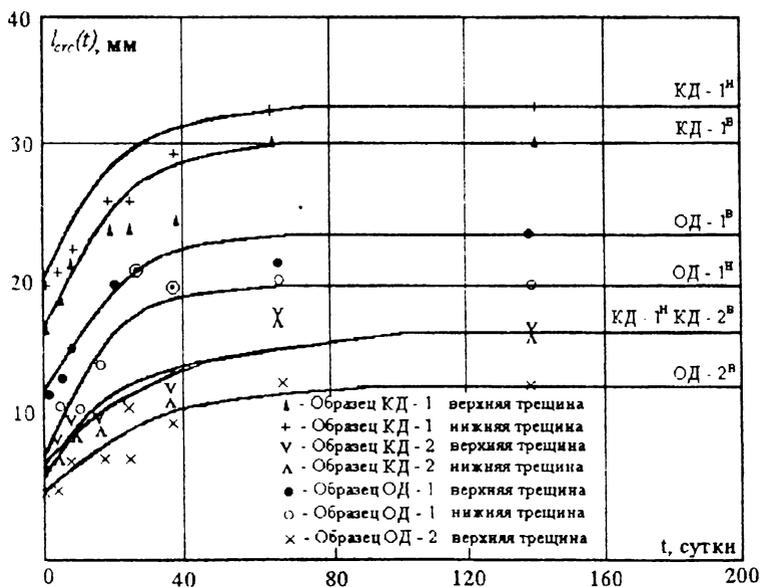


Рис. 4.8. Изменение длины трещины во времени в образцах из керамзитобетона и бетона на заполнителе Оками

ленный коэффициент, характеризующий скорость развития трещины.

Из анализа данных в табл. 4.5 и рис. 4.7 и 4.8 получено, что максимальная длина растущей трещины $l_{\text{crс}}(\infty, \tau)$ превышает ее начальную длину $l^0_{\text{crс}}$ для тяжелого бетона не более, чем в 2,4 раза, а для легкого – в зависимости от вида примененного заполнителя – в 3-4 раза. Поэтому полученное в опытах приращение длины трещины $\Delta l_{\text{crс}}(\infty, \tau)$ за время до 131 суток может быть оценено по зависимости

$$\Delta l_{\text{crс}}(\infty, \tau) = a l^0_{\text{crс}}, \quad (4.4)$$

где a – численный коэффициент, принимаемый для тяжелых бетонов равным 1,5, для легких – 2 ... 3.

Для определения начальной длины трещины $l^0_{\text{crс}}$ возможно использование формул механики разрушения, связывающих величины K_{IC} и $l_{\text{crс}}$. Для плиты с центральным отверстием при действии одноосной сжимающей нагрузки действительна формула (3.4).

Величина численного коэффициента β , как показали эксперименты, зависит от относительного уровня нагружения η (рис. 4.9).

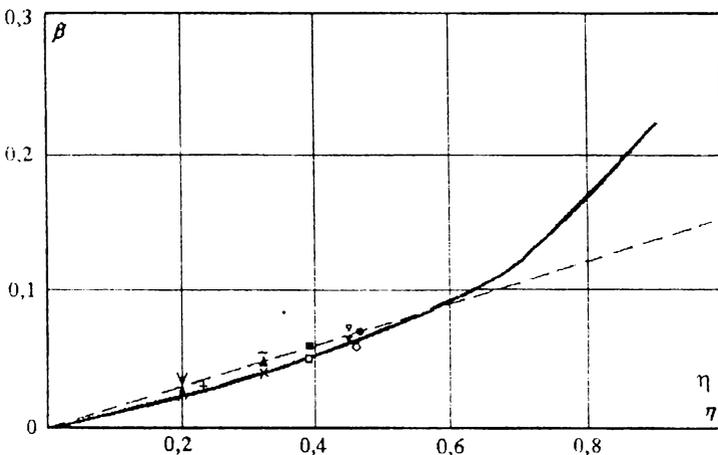


Рис. 4.9. Изменение скорости развития трещин β в зависимости от уровня нагружения η

В пределах эксплуатационных нагрузок ($\eta < 0,5$) зависимость между величинами β и η можно считать прямо пропорциональной (пунктирная линия):

$$\beta = 0,15 \eta. \quad (4.5)$$

Аппроксимирующие кривые на рис. 4.7 и 4.8 выполнены с применением формул (4.3) и (4.5), величина $\Delta J_{\text{кр}}(\infty, \tau)$ принималась по опытным данным. Зависимость (4.3) может быть использована в соответствующих случаях при проектировании как оценивающая сверху длину развивающейся во времени трещины.

4.4. Расчет длины трещины

При определении длины развивающейся во времени трещины представляется важным учесть изменение во времени реологических свойств материала и величины критического коэффициента интенсивности напряжений. Рассмотрим процесс трещинообразования в бетоне в рамках модели Леонова-Панасюка-Дагдейла. В [80] с использованием локального энергетического критерия с учетом диссипации энергии в концевой зоне трещины получено выражение для скорости роста трещины нормального отрыва. В случае постоянных внешних нагрузок скорость развития трещины определяется по формуле

$$\frac{dl_{\text{кр}}}{dt} = \frac{\pi \frac{d}{dt} [J(0)]}{24\sigma^2 J(0)} \frac{K_I^4(t)}{\frac{2D}{(1-\nu^2)J(0)} - K_I^2(t)}, \quad (4.6)$$

где σ – напряжения в концевой зоне; $K_I(t)$ – коэффициент интенсивности напряжений; D – энергия разрушения; ν – коэффициент Пуассона; $J(0)$ – функция ползучести $J(t)$ в момент времени $t = 0$.

Как известно [17], функция $J(t)$ при отсутствии пластической составляющей равна величине, обратной модулю упругости:

$$J(t) = 1/E. \quad (4.7)$$

Рост трещин в условиях ползучести для инвариантного во времени материала может быть описан при замене упругих постоянных некоторыми операторами. Учитывая, что в случае постоянной длительно действующей нагрузки напряжения с момента времени t являются постоянными и $C(t, \tau) = 0$, этот оператор примет вид

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (4.8)$$

где $C(t, \tau)$ – мера ползучести.

В соответствии с этим

$$J(t) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau). \quad (4.9)$$

Для описания величины $C(t, \tau)$ существуют, в соответствии с теориями ползучести, различные выражения. Приняв теорию старения, имеем

$$C(t, \tau) = C(\infty, \tau)[1 - e^{-\beta(t-\tau)}], \quad (4.10)$$

где $C(\infty, \tau)$ – конечная величина меры ползучести, γ – численный коэффициент, характеризующий скорость нарастания ползучести.

Отметим, что возможно применение любого другого известного выражения для $C(t, \tau)$, что приведет лишь к некоторым математическим усложнениям.

Подставив (4.10) в (4.9) и продифференцировав по t , получим

$$\frac{dJ(t)}{dt} = \gamma C(\infty, \tau) e^{-\gamma(t-\tau)}. \quad (4.11)$$

За момент времени $t = 0$ будем считать время приложения внешней нагрузки $t = \tau$. Исходя из этого

$$J(0) = \frac{1}{E(\tau)}; \tag{4.12}$$

$$\frac{dJ(0)}{dt} = \gamma \cdot C(\infty, \tau). \tag{4.13}$$

В концевой зоне трещины в бетоне действуют напряжения $\sigma = R_{bt}(t)$. В процессе роста трещин энергия разрушения также не является постоянной величиной, она убывает с увеличением времени, прошедшего со дня загрузки:

$$D(t) = \frac{K_{IC}^2(t)}{E(t)}. \tag{4.14}$$

Считая, что рост трещины происходит в каждый данный момент времени и учитывая (4.12 ... 4.14), из (4.6) имеем

$$\frac{dl_{crc}(t)}{dt} = \frac{\pi\gamma C(\infty, \tau)}{24R_{bt}^2(t)} \frac{K_{IC}^4(t)}{\frac{2K_{IC}^2(t)}{(1 - \nu^2)} \frac{E(t)}{E(\tau)} - K_{IC}^2(t)} \tag{4.15}$$

и после некоторых преобразований получим выражение для определения скорости роста трещин в бетоне при действии длительно действующей нагрузки:

$$\frac{dl_{crc}(t)}{dt} = \frac{\pi\gamma C(\infty, \tau) E(t) E(\tau) (1 - \nu^2)}{24R_{bt}^2(t) [2E(\tau) - E(t)(1 - \nu^2)]} K_{IC}^2(t). \tag{4.16}$$

Величину $K_{IC}(t)$ можно вычислить по известным выражениям механики разрушения для данного конкретного вида нагружения. В общем случае воспользуемся зависимостью [46], согласно которой величина $K_{IC}(t)$ релаксирует во времени по закону изменения длительной прочности:

$$K_{IC}(t) = \frac{R_{bt}(t)}{R_{bt}(\tau)} \frac{K_{IC}(\tau)}{\sqrt{\frac{E(t)}{E(\tau)} + 2E(t)C(t, \tau)}}. \quad (4.17)$$

Подставляя (4.17) в (4.16), имеем

$$\frac{dl_{crc}(t)}{dt} = \frac{\pi\gamma C(\infty, \tau) E^2(\tau)(1 - \nu^2)}{24R_{bt}^2(\tau)[2E(\tau) - E(t)(1 - \nu^2)]} \frac{K_{IC}^2(\tau)}{1 + 2E(\tau)C(t, \tau)}. \quad (4.18)$$

Если бетон был нагружен в достаточно большом возрасте, то можно принять модуль упругости постоянной величиной, т.е. $E(t) = E(\tau)$, тогда

$$\frac{dl_{crc}(t)}{dt} = \frac{\pi\gamma C(\infty, \tau) E(\tau)(1 - \nu^2)}{24R_{bt}^2(\tau)(1 - \nu^2)} \frac{K_{IC}^2(\tau)}{1 + 2E(\tau)C(t, \tau)}. \quad (4.19)$$

Из выражения (4.18) легко получить зависимость для определения приращения развивающейся во времени трещины:

$$\Delta l_{crc}(t) = \frac{\pi\gamma C(\infty, \tau) E^2(\tau)(1 - \nu^2) K_{IC}^2(\tau)}{24R_{bt}^2(\tau)} \int_{\tau}^t \frac{1}{[2E(\tau) - E(t)(1 - \nu^2)][1 + 2E(\tau)C(t, \tau)]} dt. \quad (4.20)$$

Приняв функцию $C(t, \tau)$ в виде (4.10) и считая, что времени

загружения соответствует момент времени $\tau = 0$, а деформативные характеристики неизменны во времени, проинтегрировав (4.20), получим:

$$\Delta l_{cr}(t) = \frac{\pi C(\infty, 0) E_b K_{IC}^2 (1 - \nu^2)}{24 R_{br}^2 [1 + 2 E_b C(\infty, 0)] (1 - \nu^2)} \left\{ \gamma t + \ln [1 + 2 E_b C(\infty, 0) (1 - e^{-\gamma t})] \right\}. \quad (4.21)$$

Введем обозначения:

$$\frac{\pi C(\infty, 0) E_b K_{IC}^2 (1 - \nu^2)}{24 R_{br}^2 (1 - \nu^2)} = A, \quad (4.22)$$

$$2 E_b C(\infty, 0) = B. \quad (4.23)$$

Тогда формула для определения длины развивающейся во времени трещины при действии длительно действующей нагрузки примет вид

$$l_{cr}(t) = l_{cr}^0 + \frac{A}{1 + B} \left\{ \gamma t + \ln [1 + B(1 - e^{-\gamma t})] \right\}, \quad (4.24)$$

где l_{cr}^0 определяется из (3.4) по известному значению K_{IC} или соответствующих ей зависимостей для других видов нагружения.

Зависимость (4.24) можно записать в следующем виде:

$$l_{cr}(t) = l_{cr} + \frac{A}{1 + B} \left\{ \gamma t + \ln [1 + 2 E_b C(t, 0)] \right\}. \quad (4.25)$$

Запись в такой форме удобна тем, что при определении длины трещины мы можем использовать опытные текущие значения меры ползучести.

Проанализировав формулу (4.19), получим, что с ростом ползучести скорость роста трещины уменьшается, достигая минимальной величины при $C(t, \tau) = C(\infty, \tau)$. После этого скорость роста трещины становится постоянной. На самом же деле рост трещины носит затухающий характер. Из анализа полученных расчетных значений приращения длины трещины следует, что формула (4.19) работает для тех значений t , при которых скорость роста трещин переменна. Определим то максимальное значение t , для которого действительна (4.19). Отношение текущей и максимальной скорости роста трещины будет:

$$\frac{\vartheta(t)}{\vartheta(\infty)} = \frac{1 + 2E(\tau)C(\infty, \tau)(1 - e^{-\gamma t})}{1 + 2E(\tau)C(t, \tau)}. \quad (4.26)$$

Если скорость роста трещины стабилизируется при достижении величиной $\vartheta(t)$ значения $\vartheta(\infty)$ с точностью 0,5%, то

$$0,995 = 1 - e^{-\gamma t}, \quad (4.27)$$

откуда

$$t = \frac{5,3}{\gamma}. \quad (4.28)$$

Следовательно, (4.19) действительна в диапазоне изменений t от 0 до $5,3 / \gamma$ (в среднем 130 суток), что соответствует полученным экспериментальным данным.

4.5. Сопоставление теоретических и экспериментально полученных результатов

Приращение длины развивающейся во времени трещины рассчитывалось по формуле (4.22). В опытах получено, что сильное влияние на приращение длины трещины оказывает действующая

на образец длительная нагрузка, учитываемая в формуле (4.21) посредством коэффициента K_{IC} , значения которого возрастают с увеличением величины приложенной нагрузки. Поэтому значения K_{IC} вычислялись по (3.4) для каждого образца по приложенной к нему нагрузке и длине начальной трещины l_{cr}^0 . Величины K_{IC} приведены в табл. 4.6. Значения $C(\infty, 0)$ и γ определялись по кривым (рис. 4.10, 4.11), полученным по замеренным на призмах деформациям ползучести. Коэффициент Пуассона ν определялся из испытаний призм на действие кратковременной сжимающей нагрузки при уровне $0,2R_b$. Строго говоря, величина коэффициента Пуассона не постоянна в процессе ползучести, однако данные, имеющиеся в литературе, свидетельствуют, что значения ν изменяются при высоких уровнях загрузки, причем характер этого изменения однозначно не установлен. В случае же невысокого уровня загрузки коэффициент Пуассона может быть принят за постоянную величину. Значения $C(\infty, 0)$, γ и ν принимались едиными для каждого состава бетона, их величины приведены в табл. 4.6. Вычисленные значения $\Delta l_{cr}(t)$ и их сопоставле-

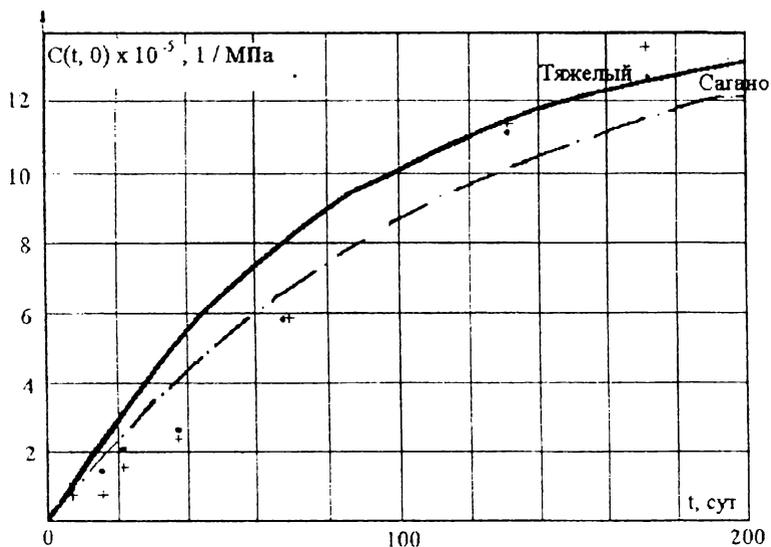


Рис. 4.10. Изменение меры ползучести тяжелого и на заполнителе Сагано бетонов во времени

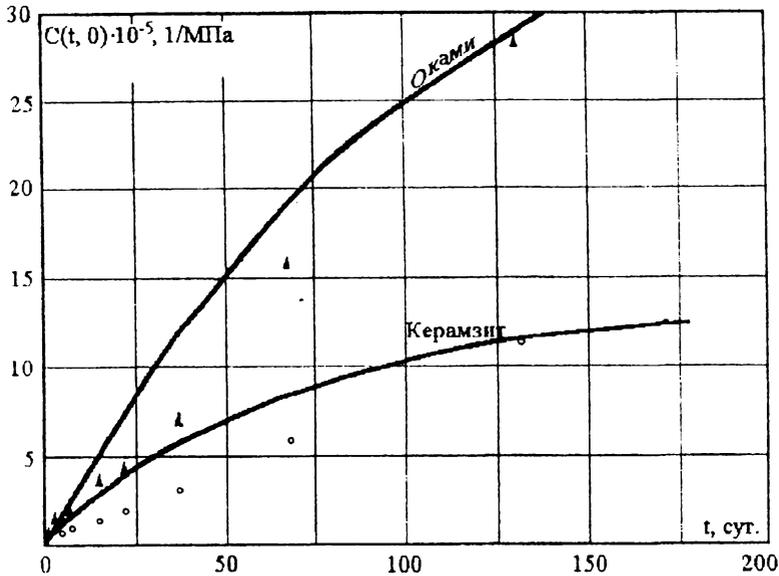


Рис. 4.11. Изменение меры ползучести керамзитбетона и бетона на заполнителе Оками во времени

ние с экспериментальными данными также представлены в табл. 4.6. Кроме того, в таблице приведены значения мгновенной скорости роста трещин, рассчитанные по формуле (4.19). Из сравнения опытных и вычисленных по (4.20) приращений длины трещин следует, что теоретические величины хорошо описывают экспериментальные данные.* Ввиду того, что величина K_{IC} определялась по средним значениям начальных длин трещин ($l_0 = (l_0^u + l_0^d)/2$), то и $\Delta l_{ср}(t)$, рассчитанное по (4.21), лучше соответствует средним приращениям длины верхней и нижней трещин (l_0^u и l_0^d - соответственно начальные длины верхней и нижней трещин).

Для легкого бетона наблюдается некоторое отставание теорети-

*) Здесь я хочу привести в высшей степени нетривиальное мнение Нобелевского лауреата П. Капицы, выраженное им дважды на страницах газеты "Неделя": "Хорош тот эксперимент, который не согласуется с теорией" и "Печально, когда теория совпадает с экспериментом. Это уже не открытие, а закрытие".

ческих значений от опытных (например: точка $t = 21$ в образце ОД-1). Объясняется это тем, что в процессе роста трещина, как известно, рассекая, "проскакивает" зерна крупного заполнителя. При этом скорость ее роста резко увеличивается, что не учитывается формулой (4.19). Однако средняя скорость роста трещины, несмотря на вышеуказанные аномалии, релаксирует по закону (4.19) и с изменением времени t опытные и теоретические значения выравниваются.

Отметим также, что в образце ОД-2 нижняя трещина почти не развивалась, поэтому ее учет при сопоставлении данных представляется нецелесообразным. В практических целях значения параметров, входящих в формулу (4.21), можно рассчитать по составу бетона. Это позволит прогнозировать рост трещины в бетоне с помощью расчетов, отказавшись от проведения каких-либо экспериментов. Порядок определения величин, входящих в формулу (4.21), следующий: по формуле (3.9) определяется величина $K_{ИС}$, величина $C(\infty, 0)$ определяется из [33]:

$$C(\infty, 0) = a \left(\frac{56\sqrt{l_{bg}}}{K_{ИС} \cdot \pi^{\frac{3}{2}}} - 0,63 \right) \cdot 10^{-4}, \quad (4.29)$$

где $a = 0,8$ для тяжелого бетона; $a = 1,0$ для легкого. Как следует из экспериментов, значение γ зависит от уровня длительно действующей нагрузки:

$$\gamma = 0,03 \cdot \frac{Q\sqrt{l_{bg}}}{K_{ИС} \cdot \pi^{\frac{3}{2}}}, \quad (4.30)$$

где Q — усилие, действующее на образец.

По формулам (3.8), (3.10) и (3.13) определяются соответственно значения $K_{ИС}$, R_{bt} и E_b . Мы уже говорили о том, что в случае устойчивого роста трещины значения критического коэффициента

интенсивности напряжений превышают (примерно на 30%) значения K_{IC} , определенные из испытаний куба с пазами. Поэтому в случае плиты с центральным отверстием подсчитанные по (3.8) значения умножаются на коэффициент 1,3. Задаются величины коэффициента Пуассона. Рекомендуется для тяжелого бетона принимать $\nu = 0,20$, для легкого – $\nu = 0,25$ [32]. Значения K_{IC} определяются по формуле (3.9), разумеется, без поправки на устойчивость развития трещин.

Определенные таким образом параметры, входящие в зависимость (4.21), и рассчитанные по ним приращения длины трещин и мгновенные скорости их роста приведены в табл. 4.6.

Из сопоставления рассчитанных по фактическим и теоретическим характеристикам свойств бетона значений приращения длины трещины во времени с опытными следует, что в обоих случаях имеется достаточно близкое совпадение, особенно если сопоставлять средние значения приращения длин трещин (верхней и нижней). Из этого также следует, что принятые для определения характеристик бетона входящие в расчетные формулы зависимости достаточно объективно оценивают их величины.

Следует, однако, заметить, что некоторое расхождение между теоретическими и опытными значениями приращения длины трещины в период наблюдения с 15-х до 37-х суток связано с тем, что в расчет вводилась величина $C(t, \tau)$, полученная путем аппроксимации опытно зафиксированных точек, которые не всегда подчинялись принятой экспоненциальной зависимости. Это хорошо видно на рис. 4.10 и 4.11. Можно было получить практически полное совпадение подсчитанных и опытных значений Δl_{cr} , если ввести в расчет опытные величины $C(t, \tau)$ и γ , однако такой подход лишен практического смысла и поэтому не рассматривался.

Из анализа табл. 4.6 следует, что развитие длины трещины носит затухающий характер. В графах 7 и 10 приведены данные по скорости изменения роста трещины во времени. Имея в начале загрузки весьма высокие значения, примерно 0,5 мм/сут, с увеличением времени выдержки образца под нагрузкой скорость резко падает (рис. 4.12), и если теоретически она стремится к какой-то определенной малой величине, то экспериментально зафикси-

Таблица 4.6

Приращение длин трещин и мгновенная скорость их роста

№ образца	Опытные характеристики бетонов	Время, сут	$\Delta l(t, \tau)$ опытные, мм		$\Delta l(t, \tau)$ по (4.21), мм	$d l / dt$, мм	Теоретические характеристики бетонов	$\Delta l(t, \tau)$ по (4.21) и гр.8, мм	$d l / dt$ по гр.8, мм/сут.
			верхн.	нижн.					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ТД-1	$K_{IC}=0,46 \text{ МН/м}^{3/2}$	0	-	-	-	0,47	$K_{IC}=0,39 \text{ МН/м}^{3/2}$	0,47	0,50
	$C(\infty, 0)=1,415 \cdot 10^{-4} \text{ 1/МПа}$	1	0	0	0,45	0,43	$C(\infty, 0)=1,67 \cdot 10^{-4} \text{ 1/МПа}$	0,47	0,44
	$\gamma=1,25 \cdot 10^{-2} \text{ 1/сут}$	3	0,5	0	1,23	0,36	$\gamma=1,433 \cdot 10^{-2} \text{ 1/сут}$	1,25	0,35
	$\nu=0,17$	7	3,0	1,5	2,50	0,28	$\nu=0,20$	2,43	0,25
	$R_{bt}=1,69 \text{ МПа}$	15	10,0	3,0	4,36	0,19	$R_{bt}=1,63 \text{ МПа}$	4,07	0,17
	$E_b=2,9163 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	21	12,0	3,0	5,42	0,15	$E_b=3,0118 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	4,99	0,14
		37	13,5	4,5	7,60	0,12		6,82	0,10
		67	16,5	10,0	10,51	0,08		9,23	0,07
	131	16,5	10,0	15,00	0,06		12,99	0,05	

Продолжение табл. 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
ТД-2	$K_{IC}=0,408 \text{ МН/м}^{3/2}$	0	-	-	-	0,37	$\gamma=0,72 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$	-	0,25			
		1	0	0	0,35	0,34		0,24	0,23			
		3	0	2,5	0,97	0,29		0,68	0,21			
		7	4,0	4,0	1,97	0,22		1,42	0,17			
		15	5,0	5,0	3,43	0,15		2,57	0,12			
		21	7,0	7,0	4,27	0,12		3,24	0,10			
		37	7,0	7,0	5,98	0,09		4,64	0,07			
		67	12,0	12,0	8,27	0,07		6,48	0,05			
		131	12,0	12,0	11,79	0,05		9,15	0,04			
		СД-1	$K_{IC}=0,46 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0) = 1,444 \cdot 10^{-1} \text{ МПа}$ $\gamma=9 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$ $\nu=0,22$ $R_{N1}=1,49 \text{ МПа}$ $E_b=1,7459 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	0	-	-		-	0,26	$K_{IC}=0,39 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0) = 2,06 \cdot 10^{-1} \text{ МПа}$ $\gamma=1,06 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$ $\nu=0,25$ $R_{N1}=1,63 \text{ МПа}$ $E_b=2,084 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	-	0,30
				1	0	0		0,25	0,25		0,29	0,28
				3	0	0		0,73	0,23		0,80	0,24
				7	2,5	1,5		1,59	0,20		1,64	0,19
15	2,5			4,5	2,66	0,16	2,90	0,13				
21	2,5			4,5	3,90	0,14	3,63	0,11				
37	8,0			6,0	5,84	0,11	5,12	0,08				
67	13,0			10,5	8,58	0,08	7,09	0,06				
131	13,0			10,5	12,83	0,06	10,08	0,04				

Продолжение табл. 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
КД-1	$K_{IC}=0,231 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0) = 1,362 \cdot 10^{-1} / \text{МПа}$ $\gamma = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$ $\nu = 0,24$ $R_{\text{нн}} = 0,72 \text{ МПа}$ $E_b = 1,14 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	0	-	-	-	0,28	$K_{IC}=0,29 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0) = 2,81 \cdot 10^{-1} / \text{МПа}$ $\gamma = 1,09 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$ $\nu = 0,25$ $R_{\text{нн}} = 1,0 \text{ МПа}$ $E_b = 1,8567 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	-	0,55			
		1	0	0	0,28	0,28		0,52	0,50			
		3	1,0	1,0	0,79	0,23		1,43	0,41			
		7	2,5	2,0	1,71	0,19		2,86	0,31			
		15	7,0	5,0	3,23	0,14		4,91	0,21			
		21	7,0	5,0	4,20	0,13		8,08	0,18			
		37	8,0	9,0	6,35	0,10		8,42	0,12			
		67	14,0	12,5	9,51	0,08		11,47	0,09			
		131	14,0	12,5	14,82	0,07		16,03	0,06			
		КД-2	$K_{IC}=0,204 \text{ МН/м}^{3/2}$	0	-	-		-	0,22	$\gamma = 0,54 \cdot 10^{-2} \text{ л/сут}$	-	0,27
				1	0	0		0,22	0,20		0,27	0,26
				3	1,0	0		0,61	0,18		0,76	0,23
				7	3,0	1		1,33	0,15		1,62	0,20
15	4,0			1	2,52	0,11	2,99	0,15				
21	5,0			4	3,27	0,10	3,83	0,13				
37	6,0			5	4,95	0,08	5,59	0,09				
67	11,0			10	7,42	0,06	7,93	0,07				
131	11,0			10	11,56	0,06	11,29	0,04				

Продолжение табл. 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
ОД-1	$K_{IC}=0,267 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0)=3,971 \cdot 10^{-1} / \text{МПа}$ $\gamma=1 \cdot 10^{-3} / \text{сут}$ $\nu=0,255$ $R_{bt}=0,87 \text{ МПа}$ $E_b=0,9804 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	0	-	-	-	0,42	$K_{IC}=0,233 \text{ МН/м}^{3/2}$ $C(\infty, 0)=4,6 \cdot 10^{-1} / \text{МПа}$ $\gamma=1,4 \cdot 10^{-3} / \text{сут}$ $\nu=0,25$ $R_{bt}=1,04 \text{ МПа}$ $E_b=1,192 \cdot 10^4 \text{ МПа}$	-	0,43			
		1	0	0	0,41	0,39		0,40	0,38			
		3	1,0	3,5	1,14	0,34		1,07	0,30			
		7	3,0	3,5	2,36	0,28		2,08	0,21			
		15	6,5	7,0	4,24	0,20		3,45	0,14			
		21	7,5	12,5	5,35	0,17		4,21	0,11			
		37	8,0	13,0	7,65	0,12		5,72	0,08			
		67	8,5	13,0	10,74	0,09		7,70	0,06			
		131	11,5	13,0	15,39	0,06		10,76	0,04			
		ОД-2	$K_{IC}=0,211 \text{ МН/м}^{3/2}$	0	-	-		-	0,26	$\gamma=0,83 \cdot 10^{-2} / \text{сут}$	-	0,26
				1	0	0		0,26	0,24		0,26	0,24
				3	0	0		0,71	0,21		0,68	0,20
				7	2,5	2,5		1,47	0,17		1,40	0,16
15	2,5			2,5	2,65	0,13	2,46	0,11				
21	2,5			2,5	3,34	0,11	3,07	0,09				
37	5,0			2,5	4,78	0,08	4,32	0,07				
67	7,5	2,5	6,71	0,06	5,93	0,05						
131	7,5	2,5	9,61	0,04	8,28	0,03						

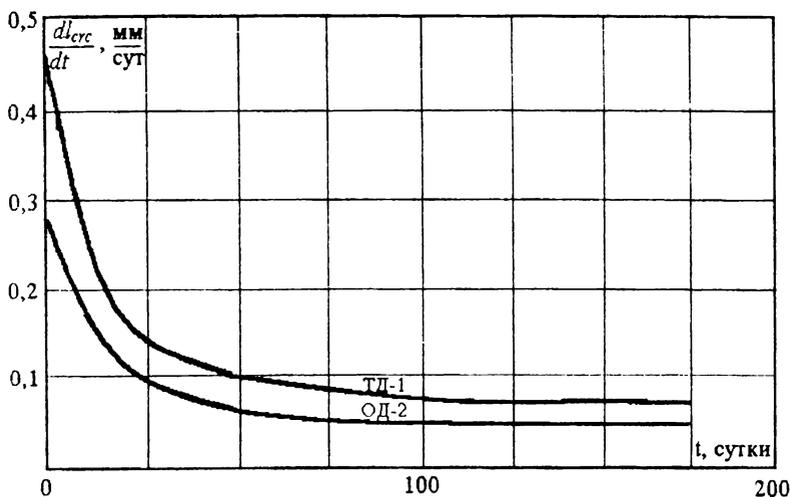


Рис. 4.12. Изменение скорости развития трещин во времени в плите, ослабленной отверстием (обозначения – в таблицах 4.3. и 4.5)

ровано, что скорость стремится к нулю. Отсюда и затухающий характер развития трещины.

Начальная длина трещины $l^0_{крс}$, вычисленная по формуле (3.4), и ее сопоставление с экспериментально полученными результатами приведены в табл. 4.7.

Из сопоставления следует, что имеется достаточно близкое соответствие средних значений начальных длин трещин с теоретическими величинами, рассчитанными по (4.2).

Таблица 4.7

Теоретические и экспериментальные величины длины трещин

Номер образца	Длина трещины по расчету (4.2), мм	Опытные длины трещин, мм	
		верхней	нижней
ТД-1	17,5	15,0	19,0
ТД-2	11,0	-	18,0
СД-1	12,0	8,0	9,5
КД-1	20,0	16,0	20,0
КД-2	6,5	6,0	7,0
ОД-1	14,5	12,0	7,0
ОД-2	7,0	5,0	5,5

4.6. Определение ширины раскрытия трещины, развивающейся во времени

Значения ширины раскрытия трещины и ее приращения во времени приведены в табл. 4.5. Раскрытие трещин увеличивается и после прекращения их роста в длину.*

Изменение ширины раскрытия трещины во времени можно определить из формулы [10]

$$a_{\text{крс}}(t, \tau) = [1 + E(\tau) C(t, \tau)] a_{\text{крс}}^0, \quad (4.31)$$

где $a_{\text{крс}}(t, \tau)$ – ширина раскрытия трещины в момент времени t ; $a_{\text{крс}}^0$ – начальная ширина раскрытия трещины.

При высоких уровнях нагрузки ($0,8 < \eta < 0,5$) в (4.24) введем нелинейную меру ползучести, т.е. вместо $C(t, \tau)$ – $C^*(t, \tau)$. Согласно [1] $C^*(t, \tau)$ можно определить из

$$C^*(t, \tau) = (1 + \alpha \sigma^2) C(t, \tau), \quad (4.32)$$

где α – численный коэффициент, на основании опытных данных для легкого бетона с учетом [33] рекомендуется принимать:

$$\alpha = \frac{\sigma \sqrt{l_{bg} / (K_{\text{ИС}} \cdot \pi^{\frac{3}{2}}) \cdot 10^{-5}}}{2,48 - 2,22 \sigma \sqrt{l_{bg} / (K_{\text{ИС}} \cdot \pi^{\frac{3}{2}})}}. \quad (4.33)$$

В случае тяжелого бетона численные коэффициенты в формуле (4.33) должны быть уточнены.

* Рост трещин в длину прекращается, потому что зона концентрации растягивающих напряжений по обе стороны отверстия невелика. Трещина упирается в сжатую зону, и теперь для ее продвижения требуется гораздо большая внешняя нагрузка.

Расчет ширины раскрытия трещины по формуле (4.31) проводился по значениям меры ползучести, определенной как по кривым ползучести призм (рис. 4.10 и 4.11), так и по деформациям ползучести, измеренным компараторами на плитах с отверстиями.

Сопоставление рассчитанных по (4.31) значений $a_{срc}(t, \tau)$ с полученными из опыта приведено в табл. 4.8. Из данных таблицы следует, что наблюдается достаточно хорошее соответствие между экспериментальными данными и результатами, полученными по (4.31). Начальную ширину раскрытия трещины можно определить согласно [27] по формуле

$$2\vartheta(x,0) = \frac{2}{\pi E_b} \int_{-l}^l q(\xi) \Gamma(l, x, \xi) d\xi, \quad (4.34)$$

где $\vartheta(x,0)$ – полуширина раскрытия трещины в точке с координатами $x; y = 0$; $q(\xi)$ – функция нормальной составляющей напряжения, приложенного к берегам трещины;

$$\Gamma(l, x, \xi) = \ln \frac{l^2 - x\xi - \sqrt{(l^2 - x^2)(l^2 - \xi^2)}}{l^2 - x\xi + \sqrt{(l^2 - x^2)(l^2 - \xi^2)}}; \quad l = l_{срc} + R;$$

x – координата точки на оси абсцисс, в которой определяется раскрытие трещины; ξ – текущая координата, изменяющаяся в интервалах $-l \leq \xi \leq -R; R \leq \xi \leq l$. Функция нормальной составляющей напряжений, приложенных к берегам трещины при одноосном сжатии, имеет вид [23]:

$$q(\xi) = q_1 \left(3 \frac{R^4}{\xi^4} - \frac{R^2}{\xi^2} \right). \quad (4.35)$$

Окончательно после подстановки (4.35) в (4.34) имеем:

$$2^{\mathfrak{G}}(x,0) = \frac{q}{\pi E_b} \int_{-l}^l \left(3 \frac{R^4}{\xi^4} - \frac{R^2}{\xi^2} \right) \Gamma(l, x, \xi) d\xi. \quad (4.36)$$

Начальные ширины трещин, рассчитанные по (4.36) для значений $l_{cre} = l_{cre}^0$, вычисленных как по (3.4), так и полученных из эксперимента, приведены в табл. 4.9, где представлены также опытные значения по начальной ширине трещин. Из сопоставления этих величин следует, что в образцах на заполнителе керамзит опытные значения превышают рассчитанные по (4.36). Это можно объяснить тем, что в этих образцах до нагружения уже имелись трещины и раскрытие после приложения нагрузки меньше на величину ширины этих трещин. В образце же ТД-2 удалось зафиксировать лишь одну трещину (верхняя либо отсутствовала, либо ширина ее раскрытия была настолько мала, что неразличима микроскопом). Методика же расчета предусматривает наличие двух равных по длине трещин.

При проектировании рекомендуется следующий порядок определения ширины трещины при длительном действии нагрузки:

- по формуле (3.9) определяется величина критического коэффициента интенсивности напряжений при поперечном сдвиге;
- текущее значение меры ползучести бетона вычисляется по (4.10). При этом величины $C(\infty, \tau)$ и γ определяются соответственно по формулам (4.29) и (4.30);
- начальная ширина раскрытия трещины определяется из выражения (4.36);
- модуль упругости $E(\tau)$ вычисляется по (3.13);
- по формуле (4.31) определяется текущее значение ширины раскрытия трещины под длительно действующей нагрузкой.

Таблица 4.8

Сопоставление опытных и теоретических значений ширины раскрытия трещин в мм

Вре- мя в сут- ках	Т			С			К			О		
	опыт. знач., мм	по (4.31),мм		опыт. знач., мм	по (4.31),мм		опыт. знач., мм	по (4.31),мм		опыт. знач., мм	по (4.31),мм	
		С(t, τ) из плит	С(t, τ) из призм		С(t, τ) из плит	С(t, τ) из призм		С(t, τ) из плит	С(t, τ) из призм		С(t, τ) из плит	С(t, τ) из призм
1	0,015	0,018	0,016	0,030	0,034	0,022	0,090	0,091	0,093	0,015	0,016	0,016
	0,015	0,015	0,016				0,030	0,031	0,031	0,007	0,008	0,007
3	0,022	0,018	0,017	0,030	0,035	0,023	0,090	0,092	0,100	0,022	0,017	0,017
	0,015	0,017	0,017				0,030	0,031	0,033	0,007	0,008	0,008
7	0,022	0,019	0,020	0,030	0,036	0,025	0,090	0,094	0,111	0,022	0,018	0,019
	0,022	0,019	0,020				0,037	0,033	0,037	0,007	0,009	0,009
15	0,030	0,020	0,026	0,037	0,038	0,029	0,105	0,098	0,132	0,030	0,019	0,023
	0,022	0,020	0,026				0,045	0,034	0,044	0,015	0,010	0,011
21	0,030	0,021	0,030	0,037	0,039	0,032	0,105	0,100	0,144	0,030	0,020	0,027
	0,030	0,022	0,030				0,045	0,038	0,048	0,015	0,011	0,012
37	0,037	0,023	0,038	0,045	0,041	0,038	0,105	0,118	0,170	0,045	0,026	0,033
	0,037	0,025	0,038				0,052	0,044	0,057	0,015	0,015	0,015
67	0,045	0,032	0,050	0,045	0,055	0,047	0,150	0,147	0,197	0,045	0,040	0,044
	0,037	0,035	0,050				0,060	0,061	0,066	0,015	0,020	0,020
131	0,045	0,048	0,064	0,052	0,064	0,060	0,180	0,186	0,216	0,052	0,046	0,058
	0,052	0,060	0,064				0,075	0,087	0,072	0,022	0,040	0,027

Примечание: Над чертой – значения для образцов с высоким уровнем загрузки (ТД-1; КД-1; ОД-1).

Таблица 4.9

Опытные и теоретические значения начальной ширины раскрытия трещин

Номер образца	$x=R$, см	Длина трещины $l_{crс}$, см		Длина $l = l_{crс} + R$, см		Ширина раскрытия трещин по (4.31), мм с учетом начальной длины		Опытная ширина раскрытия трещин, мм	
		по (3.4)	опытная	с учетом (3.4)	опытная	по (3.4)	по эксперименту	верхней	нижней
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ТД-1	2,35	1,75	1,90	4,10	4,25	0,013	0,014	0,015	0,015
ТД-2	2,60	1,10	1,80	3,70	4,40	0,006	0,008	-	0,015
СД-1	2,35	1,20	0,95	3,55	3,30	0,014	0,012	0,022	0,015
КД-1	2,60	3,70	4,20	6,30	6,80	0,032	0,033	0,090	0,015
КД-2	2,60	2,25	2,00	4,85	4,60	0,014	0,013	0,030	0,015
ОД-1	2,3	1,45	1,20	3,75	3,50	0,018	0,016	0,015	0,015
ОД-2	2,35	0,70	0,55	3,05	2,90	0,007	0,006	0,007	0,007

Глава 5

Развитие трещин в бетонных элементах при циклическом нагружении

Статический предел усталостной прочности бетона при действии циклической нагрузки составляет примерно 50% от кратковременной прочности. Разрушение имеет более хрупкий характер и наступает при условиях и нагрузках, вызывающих в элементе-близнеце при ее кратковременном действии состояния, соответствующие активному развитию трещин нормального отрыва и поперечного сдвига.

5.1. Методика испытания

Процесс роста усталостных трещин исследовался на плитах, ослабленных отверстием, изготовленных из бетонов тех же составов и замесов, что и при испытаниях на длительно действующую нагрузку (глава 4). Кроме того, испытывались образцы из старого мелкозернистого бетона (возраст образцов 5 лет) на заполнителях: гравий максимальной крупностью 10 мм и кварцевый песок. Состав бетона на 1 м^3 : Ц - 387 кг; В - 217 кг; П - 793; Γ_{5+10} - 933 кг ($R_m = 29,1$ МПа; $R_{bt} = 2,82$ МПа; $R_b = 21,1$ МПа; $K_{IC} = 0,509$ (кубик) и $0,792$ (плита с отверстием) $\text{МН/м}^{3/2}$; $K_{IIC} = 7,43$ $\text{МН/м}^{3/2}$; $E_b = 31684$ МПа).

Циклическое загрузение плит, ослабленных отверстием, осуществлялось на пульсаторе ЦД - 100 Пу при различных значениях σ_{\max} и характеристики цикла ρ (рис. 5.1., табл. 5.1.). При этом задавали $\rho = 0,3$ и $\rho = 0,5$, а σ_{\max} так, чтобы не допустить разрушения образца и больших начальных значений $l_{\text{сис}}$ и $a_{\text{сис}}$. Трещины развивались по механизму нормального отрыва в зоне, где отсутствует влияние сил трения.

Параметры трещин определялись при помощи микроскопа МБС-2 (рис. 5.2). Деформации бетона в плитах замерялись аналогично тому, как это происходило при испытании образцов, нагруженных длительно действующей нагрузкой (рис. 5.3.).

Рис. 5.1. Циклическое нагружение плиты с центральным круговым отверстием из керамзитобетона. Справа – машина ЦЦ – 100 Пу производства Германии (еще той – социалистической, исчезнувшей с карты мира под стук молотков об растаскиваемую на сувениры берлинскую стену; эта великая стена была, пожалуй, самым большим памятником сборному железобетону). На циферблатах – максимальная и минимальная нагрузки, передаваемые на образец: 5 и 2,5 т

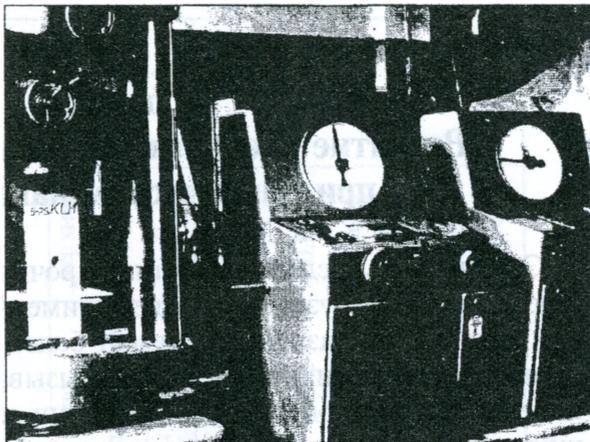


Таблица 5.1

Параметры циклической нагрузки

Номер образца	Вид заполнителя	σ_{\max} , МПа	σ_{\min} , МПа	Характеристика цикла, ρ
ТЦ - 1	Гравийный щебень	8,42	4,21	0,5
ТЦ - 2	То же	13,20	6,60	0,5
СЦ - 1	Шлак Сагамо	5,91	1,97	0,3
СЦ - 2	То же	9,50	4,27	0,5
СЦ - 3	То же	5,74	2,87	0,5
КЦ - 1	Керамзит	4,65	2,33	0,5
КЦ - 2	То же	5,38	2,69	0,5
КЦ - 3	То же	6,00	2,00	0,3
ОЦ - 1	Шлак Оками	6,34	3,17	0,5
ОЦ - 2	То же	5,00	1,65	0,3
ОЦ - 3	То же	4,59	2,69	0,5
МЗЦ-1	Гравий $d_{\max} = 10$ мм	13,73	4,51	0,3
МЗЦ - 2	То же	14,00	7,00	0,5
МЗЦ - 3	То же	13,88	6,94	0,5

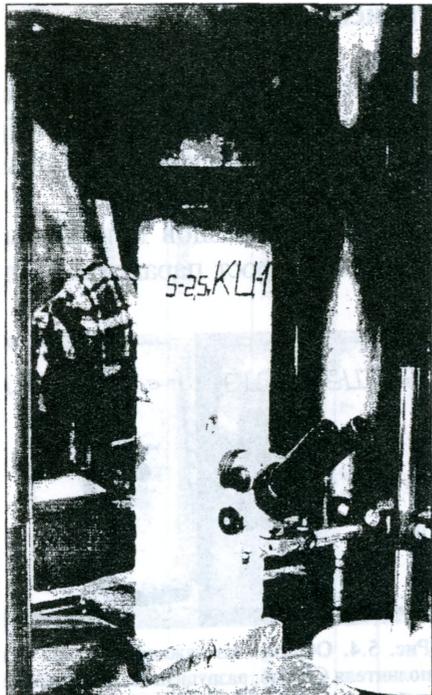


Рис. 5.2. Измерение длины и ширины раскрытия трещины во время остановки машины при нагрузке σ_{\max}

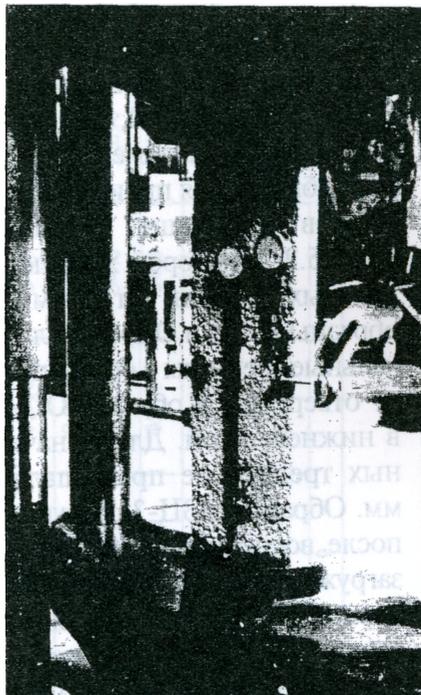


Рис. 5.3. Замер деформаций бетона с тыльной стороны образца из керамзитобетона с помощью двух разнобазисных компараторов. Даже на этой фотографии хорошо видна структура керамзитобетона с чуть подвсплывающими во время вибрирования зернами керамзита. Здесь отметим, что параметры трещины определялись с обеих сторон образца, однако разница в измеренных величинах практически отсутствовала

Образец вначале загружался до напряжения σ_{\max} , при котором фиксировались деформации и параметры трещин, принимаемые за исходные. Далее, после определенного числа циклов нагрузки, машина останавливалась, определялись деформации образца при отсутствии внешней нагрузки. Затем образец загружался кратковременной нагрузкой до уровня s_{\max} , фиксировались деформации и параметры трещин, и так далее – до стабилизации параметров трещин либо до разрушения образца. Частота колебаний при испытаниях составляла 500 циклов в минуту.

5.2. Результаты испытаний

Замеры параметров трещин и деформирования производились после 5, 15, 50, 100, 200, 500 и 1000 тысяч циклов загрузки. При стабилизации параметров трещин эксперимент прекращался. Обычно стабилизация происходила после восприятия образцом 200 циклов загрузки. Результаты испытаний образцов приведены в табл. 5.2, в которой хорошо прослеживается рост параметров усталостных трещин. Отметим, что образцы КЦ-1 и ОЦ-2 имели начальные трещины с обеих сторон от отверстия, а образец ОЦ-1 – в нижней части. Длина начальных трещин не превышала 10 мм. Образец МЗЦ-3 разрушился после восприятия 53900 циклов загрузки. После стабилизации параметров трещин образцы доводились до разрушения статическим кратковременным нагружением. Разрушающая нагрузка составила: ТЦ-1 – 11 МПа, ТЦ-2 – 18,87 МПа, СЦ-1 – 21,68 МПа, СЦ-2 – 26,25 МПа, СЦ-3 – 23,32 МПа, КЦ-1 – 11, 85 МПа, КЦ-2 – 13,00 МПа, КЦ-3 – 12,60 МПа, ОЦ-1 – 11,22 МПа, ОЦ-2 – 11,39 МПа, ОЦ-3 – 9,63 МПа, МЗЦ-1 – 19,61 МПа, МЗЦ-2 – 22,0 МПа.

Из сопоставления этих результатов с данными в табл. 4.4., следует, что после восприятия 500 ... 1000 тыс. циклов загрузки несущая способность образца остается неизменной. Разрушенные образцы показаны на рис. 5.4 и 5.5.

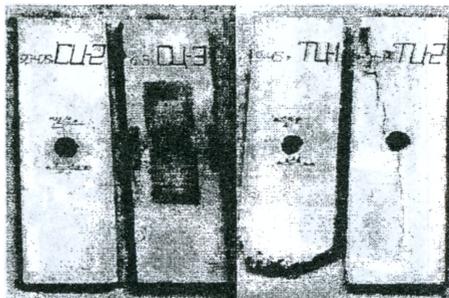


Рис. 5.4. Образцы из тяжелого бетона и заполнителя Сагамо, разрушенные кратковременной нагрузкой после 500 000 циклов нагружения. На образцах ТЦ-1 и СЦ-2 отмечены параметры трещин, описывающие их рост в процессе восприятия циклической нагрузки. Первая от отверстия горизонтальная метка – длина начальной трещины, наиболее удаленная – после 500 000 циклов нагружения

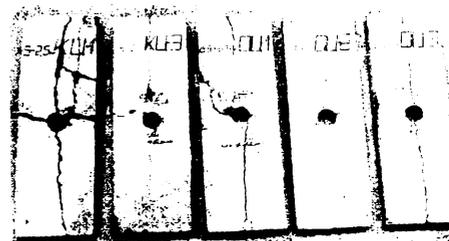


Рис. 5.5. Образцы из керамзитобетона и бетона на заполнителе Оками. Обратите внимание на длину трещин и на отличия в разрушении этих образцов от представленных на рис. 5.4. В образце ОЦ-2 трещина у низа отверстия при циклическом нагружении не зафиксирована (она образовалась уже при кратковременной нагрузке)

Таблица 5.2

Результаты испытаний образцов на действие циклической нагрузки

Количество циклов загрузки, тысяч	Верхняя трещина, мм		Нижняя трещина, мм		Верхняя трещина, мм		Нижняя трещина, мм	
	длина	ширина	длина	ширина	длина	ширина	длина	ширина
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца по таблице 5.1.	ТЦ - 1				ТЦ - 2			
0	18,0	0,015	14,9	0,030	29,5	0,060	24,0	0,060
5	27,0	0,015	14,0	0,045	31,0	0,067	29,0	0,075
15	32,0	0,022	18,0	0,045	31,0	0,075	34,0	0,090
50	35,0	0,022	20,0	0,045	32,0	0,075	38,0	0,097
100	35,0	0,022	23,0	0,060	32,0	0,082	42,0	0,105
200	36,0	0,037	25,0	0,060	33,0	0,082	49,0	0,120
500	36,0	0,037	25,0	0,075	33,0	0,082	50,5	0,135

Продолжение табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца	СЦ - 1				СЦ - 2			
0	17,0	0,015	13,0	0,015	23,5	0,037	11,0	0,015
5	18,5	0,022	19,0	0,022	30,0	0,052	17,0	0,037
15	18,5	0,030	19,5	0,022	31,5	0,060	18,5	0,037
50	23,5	0,030	20,5	0,030	38,5	0,067	24,0	0,045
100	23,5	0,037	22,5	0,030	38,5	0,067	24,0	0,045
200	24,5	0,037	23,5	0,037	38,5	0,082	25,0	0,052
500	26,0	0,037	26,0	0,037	39,0	0,082	34,0	0,060
1000	26,0	0,037	26,0	0,037	39,0	0,082	34,0	0,060
Номер образца	СЦ - 3				КЦ - 1			
0	8,5	0,007	9,0	0,007	41,5	0,045	35,0	0,060
5	18,5	0,007	9,0	0,015	44,0	0,060	40,0	0,075
15	19,5	0,013	9,0	0,015	53,5	0,060	41,0	0,075
50	19,5	0,015	12,0	0,015	56,5	0,067	49,0	0,075
100	23,0	0,015	12,0	0,022	57,0	0,075	50,0	0,082
200	25,5	0,022	14,5	0,022	57,0	0,075	54,5	0,090
500	27,0	0,022	14,5	0,022	57,0	0,075	54,5	0,090
1000	27,0	0,022	14,5	0,022	-	-	-	-

Продолжение табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Номер образца	КЦ - 2				КЦ - 3				
	0	22,0	0,075	20,5	0,075	22,0	0,060	20,0	0,045
	5	28,0	0,075	22,5	0,075	28,0	0,075	20,5	0,075
	15	30,0	0,090	24,5	0,090	30,0	0,075	22,5	0,075
	50	36,0	0,090	31,5	0,097	38,0	0,105	37,5	0,105
	100	37,0	0,105	36,0	0,105	44,0	0,112	40,0	0,105
	200	38,0	0,120	38,0	0,105	44,5	0,120	42,0	0,120
500	41,0	0,127	38,0	0,127	46,0	0,120	42,0	0,120	
Номер образца	ОЦ - 1				ОЦ - 2				
	0	18,0	0,075	48,0	0,075	57,0	0,075	-	-
	5	23,0	0,090	61,0	0,082	60,0	0,080	-	-
	15	26,0	0,090	61,0	0,090	63,0	0,090	-	-
	50	35,0	0,090	62,0	0,105	72,0	0,120	-	-
	100	38,0	0,105	64,0	0,105	72,0	0,120	-	-
	200	40,0	0,120	65,0	0,120	75,0	0,135	-	-
500	40,0	0,120	65,0	0,135	75,0	0,135	-	-	

Продолжение табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Номер образца	ОЦ-3			МЗЦ-1					
	0	20,0	0,45	18,0	0,045	32,5	0,030	20,0	0,022
	5	25,0	0,45	24,0	0,045	39,5	0,045	25,0	0,045
	15	25,0	0,045	32,0	0,060	50,0	0,052	26,5	0,052
	50	25,5	0,060	32,5	0,060	60,0	0,090	37,5	0,060
	100	43,0	0,060	36,0	0,067	63,5	0,097	38,0	0,067
Номер образца	МЗЦ-2			МЗЦ-3					
	0	18,0	0,015	10,0	0,015	14,5	0,022	20,5	0,030
	5	25,0	0,030	20,0	0,030	20,0	0,030	25,5	0,045
	15	26,5	0,030	24,0	0,037	21,0	0,030	29,0	0,052
	50	26,5	0,037	25,0	0,037	29,5	0,037	31,5	0,075
	100	26,5	0,037	25,0	0,037	-	-	-	-
Номер образца	МЗЦ-2			МЗЦ-3					
	200	43,0	0,67	39,0	0,075	69,0	0,105	38,0	0,075
	500	43,0	0,067	39,0	0,090	70,0	0,135	47,0	0,105
Номер образца	МЗЦ-2			МЗЦ-3					
	0	18,0	0,015	10,0	0,015	14,5	0,022	20,5	0,030
	5	25,0	0,030	20,0	0,030	20,0	0,030	25,5	0,045
	15	26,5	0,030	24,0	0,037	21,0	0,030	29,0	0,052
	50	26,5	0,037	25,0	0,037	29,5	0,037	31,5	0,075
	100	26,5	0,037	25,0	0,037	-	-	-	-
Номер образца	МЗЦ-2			МЗЦ-3					
	200	43,0	0,067	39,0	0,090	70,0	0,135	47,0	0,105
	500	26,5	0,045	26,5	0,045	-	-	-	-

5.3. Расчет длины усталостной трещины

Приращение длины трещины в бетонном образце в процессе восприятия им циклической нагрузки определяется с использованием решений механики разрушения из формулы [28,51]

$$\frac{\Delta l_{cr}}{\Delta N} = -\beta \left[\frac{K_{l_{max}}^2 - K_{l_{min}}^2}{K_c^2} + \ln \frac{K_c^2 - K_{l_{max}}^2}{K_c^2 - K_{l_{min}}^2} \right]. \quad (5.1)$$

Величины $K_{l_{max}}$ и $K_{l_{min}}$ вычисляются по формуле (3.4) при текущих значениях нагрузки и длины трещины. При неизменных значениях σ_{max} и σ_{min} коэффициент интенсивности напряжений $K_{l_{max}}$ определяется по напряжению σ_{max} , а $K_{l_{min}}$ – по напряжению σ_{min} . Если считать, что за один цикл загрузки длина трещины остается неизменной, можно записать

$$\frac{K_{l_{min}}}{K_{l_{max}}} = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \rho. \quad (5.2.)$$

Справедливость этого соотношения хорошо видна из (3.4): при постоянном значении l_{cr} величина коэффициента интенсивности напряжений прямо пропорциональна действующему напряжению.

С учетом (5.2.) имеем .

$$\frac{\Delta l_{cr}}{\Delta N} = -\beta \left[\frac{K_{l_{max}}^2(1 - \rho^2)}{K_c^2} + \ln \frac{K_c^2(1 - \frac{K_{l_{max}}^2}{K_c^2})}{K_c^2(1 - \rho^2 \frac{K_{l_{max}}^2}{K_c^2})} \right]. \quad (5.3.)$$

Величина $K_{l_{max}}$ изменяется с ростом длины трещины. Закон этого изменения легко определить из (3.4) при подстановке ряда значений l_{cr} и неизменных величинах Р и R. Характер изменения $K_{l_{max}}$ показан на рис. 5.6., причем возрастающей ветви графика соот-

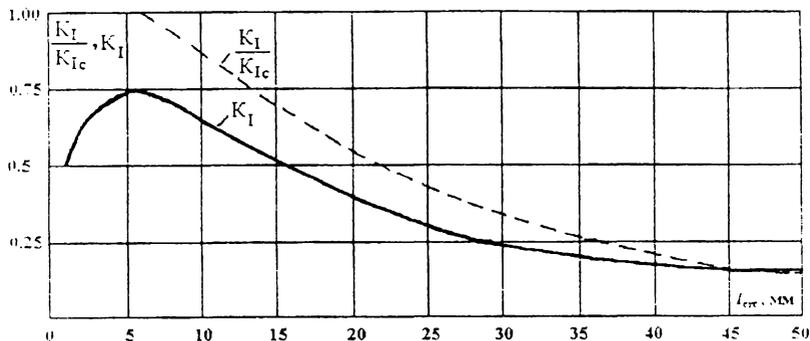


Рис. 5.6. Изменение K_I и K_I/K_{Ic} в зависимости от длины трещины по формуле (3.4)

ответствует неустойчивый рост трещины. Пунктирной линией на рис. 5.6 показано изменение с ростом длины трещины значений $K_{I_{max}}/K_c$. Аппроксимируем эту кривую выражением

$$\frac{K_{I_{max}}}{K_c} = \frac{0,006}{\Delta l_{crc} + l_{crc}^0}, \quad (5.4.)$$

где 0,006 – начальная устойчивая длина трещины в метрах.

После подстановки (5.4.) в (5.3) имеем:

$$\frac{\Delta l_{crc}}{\Delta N} = -\beta \left[\frac{3,6 \cdot 10^{-5}}{(\Delta l_{crc} + l_{crc}^0)} (1 - \rho^2) + \ln \frac{(\Delta l_{crc} + l_{crc}^0)^2 - 3,6 \cdot 10^{-5}}{(\Delta l_{crc} + l_{crc}^0)^2 - \rho^2 3,6 \cdot 10^{-5}} \right]. \quad (5.5.)$$

Величину коэффициента β с учетом [14] можно записать:

$$\beta = \frac{A_c \pi K_{Ic}^2}{R_{tr}^2}, \quad (5.6.)$$

где A_c – некоторый коэффициент.

Величина A_c определялась из (5.5.) при подстановке опытных значений Δl_{crc} и P_{crc} . На основании анализа размерностей (A_c обратно пропорциональна количеству циклов нагружения) окончательно для коэффициента A_c имеем:

$$A_c = \frac{785 \sigma_{max}/R_b}{\Delta N + N_{cr}^0}, \quad (5.7.)$$

где 785 – константа, определенная из (5.5); N_{cr}^0 – начальное критическое число циклов нагружения: $N_{cr}^0 = 50000$.

После подстановки (5.6.) и (5.7) в (5.5.) получим трансцендентное уравнение для определения приращения длины трещины, развивающейся в процессе циклической нагрузки:

$$\Delta l_{crc} (l_{crc}^0 + \Delta l_{crc})^2 = - \frac{785 \sigma_{max} \pi K^2_{IC} \Delta N}{R_b R_{bt} (\Delta N + N_{cr}^0)} \cdot \left[3,6 \cdot 10^{-5} (1 - \rho^2) + (l_{crc}^0 + \Delta l_{crc})^2 \ln \frac{(l_{crc}^0 + \Delta l_{crc})^2 - 3,6 \cdot 10^{-5}}{(l_{crc}^0 + \Delta l_{crc})^2 - \rho^2 3,6 \cdot 10^{-5}} \right] \quad (5.8)$$

Решить уравнения (5.8) относительно Δl_{crc} возможно численными методами на ЭВМ. Такое решение выполнено и результаты приведены в табл. 5.3.

Из анализа данных табл. 5.3. следует, что рассчитанные по (5.8) значения приращения длины трещин в процессе восприятия циклической нагрузки мало отличаются* от зафиксированных в опытах. Несколько лучшее соответствие наблюдается для максимально развивающейся трещины, что в практических расчетах обес-

* Насчет отличия, т.е. признака, создающего разницу, хочу рассказать одно "Соло на ундервуде" С.Довлатова: "Вспоминаю, как по телевидению демонстрировался боксерский матч. Негр, черный, как вакса, дрался с белокурым поляком. Московский комментатор деликатно пояснил: "Чернокожего боксера вы можете отличить по светло-голубой каемке на трусах".

печит получение с большей степенью надежности длины, а следовательно, и области необходимого армирования конструкций.

Следует отметить, что при подсчетах величины $\Delta l_{\text{срс}}$ значение $l_{\text{срс}}$ принималось для каждого образца по опытной начальной длине, для которой по действующему напряжению σ_{max} определялось значение K_{IC} , за исключением случаев, когда образцы имели начальные трещины (КЦ-1, ОЦ-2). В этом случае $l_{\text{срс}}$ оказывалось очень большой величиной и K_{IC} принималась по табл. 4.4. и по известной величине K_{IC} из (3.4.) определялось теоретическое значение $l_{\text{срс}}$.

Как было отмечено выше, реализация данной методики связана с применением ЭВМ. Для тех случаев, когда требуется оценить приращение длины усталостной трещины и нет доступа к вычислительной технике*, предлагается следующий феноменологический подход.

Таблица 5.3

Сопоставление опытных и подсчитанных приращений длин трещин

№ образца по табл. 5.1	Некоторые характеристики	Количество циклов нагружения	Опытные значения приращений длины трещин, мм		Приращения длины трещин, подсчитанные по (5.8), мм
			верхней	нижней	
1	2	3	4	5	6
ТЦ - 1	$K_{\text{IC}} = 0,408$	5 000	9,0	0	8,70
	$\text{МН}/\text{М}^{3/2}$	15 000	14,0	4,0	12,42
	$l_{\text{срс}}^0 = 0,016 \text{ м}$	50 000	17,0	6,0	16,21
	$\sigma_{\text{max}}/R_b = 0,39$	100 000	17,0	9,0	17,79
		200 000	18,0	11,0	18,85

* Феноменологический подход может быть использован при натуральных обследованиях, в тех случаях, когда требуется принятие решения на месте.

Продолжение табл. 5.3

1	2	3	4	5	6
ТЦ-2	$K_{IC} = 0,408 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,026 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,61$	5 000	1,5	5,0	5,23
		15 000	1,5	10,0	8,69
		50 000	2,5	14,0	12,44
		100 000	2,5	18,0	14,05
		200 000	3,0	25,0	15,13
СЦ-1	$K_{IC} = 0,309 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,015 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,22$	500 000	3,0	26,5	15,91
		5 000	1,5	6,0	6,58
		15 000	1,5	6,5	9,67
		50 000	6,5	7,5	12,82
		100 000	6,5	9,5	14,15
СЦ-2	$K_{IC} = 0,416 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,017 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,35$	200 000	7,5	10,5	15,04
		500 000	9,0	13,0	15,68
		5 000	6,5	6,0	8,76
		15 000	8,0	7,5	12,62
		50 000	11,5	12,0	16,52
СЦ-3	$K_{IC} = 0,370 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,009 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,22$	100 000	14,0	13,0	18,52
		200 000	14,0	14,0	19,27
		500 000	15,5	23,0	20,06
		5 000	10,0	0	11,38
		15 000	11,0	0	14,93
КЦ-1	$K_{IC} = 0,204 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,019 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,26$	50 000	11,0	3,0	18,46
		100 000	14,5	3,0	19,93
		200 000	17,0	5,5	20,91
		500 000	18,5	5,5	21,61
		5 000	2,5	5,0	6,22
КЦ-1	$K_{IC} = 0,204 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{circ}^0 = 0,019 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,26$	15 000	12,0	6,0	9,55
		50 000	15,0	14,0	13,01
		100 000	15,5	15,0	14,48
		200 000	15,5	19,5	15,46
		500 000	15,5	19,5	16,17

Продолжение табл. 5.3

1	2	3	4	5	6
КЦ-2	$K_{IC} = 0,209 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{crc}^0 = 0,02125 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,31$	5 000	6,0	2,0	5,83
		15 000	8,0	4,0	9,20
		50 000	14,0	11,0	12,76
		100 000	15,0	15,5	14,27
		200 000	16,0	17,5	15,28
500 000	19,0	17,5	16,02		
КЦ-3	$K_{IC} = 0,227 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{crc}^0 = 0,021 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,4$	5 000	6,0	0,5	8,24
		15 000	8,0	9,5	12,32
		50 000	16,0	17,5	16,52
		100 000	22,0	20,0	18,31
		200 000	22,5	22,0	19,49
500 000	24,0	22,0	20,35		
ОЦ-1	$K_{IC} = 0,199 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{crc}^0 = 0,025 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,51$	5 000	5,0	13,0	4,77
		15 000	8,0	13,0	7,99
		50 000	17,0	14,0	11,5
		100 000	20,0	16,0	13,01
		200 000	22,0	17,0	14,03
500 000	22,0	17,0	14,77		
ОЦ-2	$K_{IC} = 0,199 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{crc}^0 = 0,0205 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,39$	5 000	3,0	-	6,09
		15 000	6,0	-	9,48
		50 000	15,0	-	13,05
		100 000	15,0	-	14,56
		200 000	18,0	-	15,57
500 000	18,0	-	16,31		
ОЦ-3	$K_{IC} = 0,216 \text{ МН/М}^{3/2}$ $l_{crc}^0 = 0,019 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,39$	5 000	5,0	6,0	7,21
		15 000	5,0	14,0	9,04
		50 000	5,5	14,5	14,54
		100 000	23,0	18,0	16,12
		200 000	23,0	21,0	17,17
500 000	23,0	21,0	17,97		

Продолжение табл. 5.3

1	2	3	4	5	6
МЗЦ-1	$K_{IC} = 0,706 \text{ МН/М}^{3/2}$ $I_{cfc}^0 = 0,0125 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,7$	5 000	7,0	5,0	13,76
		15 000	17,5	6,5	18,30
		50 000	27,5	17,5	22,81
		100 000	31,0	18,0	24,69
		200 000	36,5	18,0	25,94
МЗЦ-2	$K_{IC} = 0,582 \text{ МН/М}^{3/2}$ $I_{cfc}^0 = 0,018 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,7$	500 000	37,5	27,0	26,84
		5 000	7,0	10,0	7,61
		15 000	8,5	14,0	11,98
		50 000	8,5	15,0	15,87
		100 000	8,5	15,0	17,48
МЗЦ-3	$K_{IC} = 0,680 \text{ МН/М}^{3/2}$ $I_{cfc}^0 = 0,0175 \text{ М}$ $\sigma_{max}/R_b = 0,68$	200 000	8,5	16,5	18,59
		500 000	8,5	16,5	19,38
		5 000	5,5	5,0	9,89
		15 000	6,5	8,5	14,08
		50 000	15,0	11,0	17,97

Как следует из рис. 5.7, где приведено приращение длины трещины в процессе восприятия циклической нагрузки, зависимость может быть построена по аналогии с теорией старения:

$$\Delta l_{cfc}^I(N) = \Delta l_{cfc}^I(\infty) (1 - e^{-\alpha N}), \quad (5.9)$$

где α - численный коэффициент, характеризующий скорость роста усталостной трещины.

Такая зависимость представляется правомерной, так как многими исследователями установлена схожесть кривых деформирования при длительном и циклическом нагружениях, что и позволяет нам построить для них однотипные зависимости.

В уравнениях (5.9) два неизвестных: $\Delta l_{cfc}^I(\infty)$ и коэффициент α . Их значения определяются из опытных данных о развитии тре-

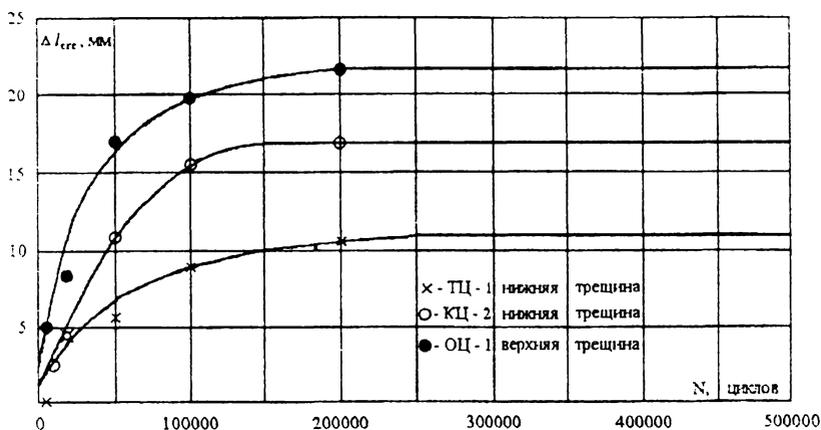


Рис. 5.7. Приращение длины трещины с ростом количества циклов нагружения

щин. На основании определенного таким образом ряда значений α было установлено, что доминирующее влияние на его величину оказывает характеристика цикла ρ , поэтому для α была установлена зависимость

$$\alpha = 5 \rho 10^{-5} \quad (5.10)$$

Для определения значения $\Delta l_{cr}(\infty)$ на основании экспериментальных данных был выполнен трехфакторный корреляционный анализ величины $\Delta l_{cr}(\infty) / l_{cr}^0$, в котором в качестве факторов влияния были приняты σ_{\max} / R_b , ρ и K_{IC} . Для конечного относительного приращения длины усталостной трещины получено следующее уравнение регрессии:

$$\frac{\Delta l(\infty)}{l_{cr}^0} = 1,1 + 0,64 \frac{\sigma_{\max}}{R_b} - 0,36\rho - 0,12K_{IC}. \quad (5.11)$$

Сводный коэффициент корреляции $R = 0,8156$, что обосновывает достаточно высокую сходимость.

После подстановки (5.11) в (5.9) окончательно имеем:

$$\Delta l(N) = l_{\text{ср}}^0 (1,1 + 0,64 \frac{\sigma_{\text{max}}}{R_b} - 0,36\rho - 0,12K_{\text{IC}})(1 - e^{-5 \cdot 10^{-5} \rho N}). \quad (5.12)$$

Расчет приращений длины трещин по формуле (5.12) и их сопоставление с опытными результатами приведено в табл. 5.4. Сопоставление выполнено и по опытным значениям $l_{\text{ср}}^0$ и по определенным по формуле (3.4). Из анализа данных таблицы следует, что наблюдается достаточно хорошее* соответствие между опытными и полученными по (5.12) величинами Δl . В большинстве случаев теоретические значения выше экспериментальных, так что (5.12) ограничивает сверху приращение длины усталостной трещины.

При отсутствии экспериментальных данных о прочности и трещиностойкости бетона расчет длины трещины ведется в следующей последовательности:

- для заданного состава бетона по формулам (3.8), (3.10) и (3.13) определяются соответственно значения K_{IC} , R_b , E_b . В случае устойчивого роста трещины величина K_{IC} , полученная из (3.8), умножается на коэффициент 1,2 ... 1,3;

- по величине K_{IC} из формулы (4.2.) определяется теоретическое значение начального раскрытия трещины;

- по заданным значениям ΔN , ρ , σ_{max} из формул (5.8) или (5.12) определяется приращение длины усталостной трещины;

- полная длина усталостной трещины $l_{\text{ср}}$ определяется по значению $l_{\text{ср}}^0$ и вычисленному приращению $\Delta l_{\text{ср}}$.

* Что такое хорошо и что такое плохо? Разобраться в этом гамлетовском для В.Маяковского вопросе нам поможет еще одно соло С.Довлатова: "Разговаривают двое эмигрантов. — Ну, как, ты хорошо устроился? — Да нет, все еще работаю".

Сопоставление опытных и подсчитанных значений приращений длины трещин

Номер образца по табл. 5.1	Количество циклов загрузки	Опытные значения приращения длины трещин, мм		Опытное значение $\Delta l_{\infty} / l_{\text{ст}}^0$	Значение $\Delta l_{\infty} / l_{\text{ст}}^0$, подсчитанное по (5.12)	Приращение длины трещины, подсчитанное по (5.12) с учетом опытных значений $l_{\text{ст}}^0$	Приращение длины трещины, подсчитанное по (5.12) с учетом значений $l_{\text{ст}}^0$ по (3.4)
		верхней	нижней				
1	2	3	4	5	6	7	8
ТЦ -1	5 000	9,0	0	0,95	1,12	2,11	2,11
	15 000	14,0	4,0				
	50 000	17,0	6,0				
	100 000	17,0	9,0				
	200 000	18,0	11,0				
	500 000	18,0	11,0				
ТЦ -2	5 000	1,5	5,0	1,14	1,26	3,96	3,84
	15 000	1,5	10,0				
	50 000	2,5	14,0				
	100 000	2,5	18,0				
	200 000	3,0	25,0				
	500 000	3,0	26,5				

Продолжение табл. 5.4

1	2	3	4	5	6	7	8
СЦ - 1	5 000	1,5	6,0	1,00	1,08	1,90	0,78
	15 000	1,5	6,5			5,07	2,18
	50 000	6,5	7,5			11,56	5,70
	100 000	6,5	9,5			14,87	8,39
	200 000	7,5	10,5			16,09	10,26
500 000	9,0	13,0			16,2	10,79	
СЦ - 2	5 000	6,5	6,0	1,38	1,09	2,03	2,17
	15 000	8,0	7,5			5,39	5,79
	50 000	11,5	12,0			12,31	13,22
	100 000	14,0	13,0			15,83	17,01
	200 000	14,0	14,0			17,13	18,41
500 000	15,5	23,0			17,25	18,53	
СЦ - 3	5 000	10,0	0	1,39	1,01	0,95	1,07
	15 000	11,0	0			2,53	2,85
	50 000	11,0	3,0			5,78	6,49
	100 000	14,5	3,0			7,44	8,35
	200 000	17,0	5,5			8,05	9,04
500 000	18,5	5,5			8,10	9,10	

Продолжение табл. 5.4

1	2	3	4	5	6	7	8
КЦ-1	5 000	2,5	5,0	0,65	1,06	-	2,37
	15 000	12,0	6,0	-	-	-	6,30
	50 000	15,0	14,0	-	-	-	14,37
	100 000	15,5	15,0	-	-	-	18,49
	200 000	15,5	19,5	-	-	-	20,00
500 000	15,5	19,5	-	-	-	20,14	
КЦ-2	5 000	6,0	2,0	0,86	1,09	2,50	2,75
	15 000	8,0	4,0	-	-	6,64	7,33
	50 000	14,0	11,0	-	-	15,16	16,72
	100 000	15,0	15,5	-	-	19,51	21,52
	200 000	16,0	17,5	-	-	21,11	23,28
500 000	19,0	17,5	-	-	21,25	23,44	
КЦ-3	5 000	6,0	0,5	1,1	1,27	1,93	1,97
	15 000	8,0	9,5	-	-	5,37	5,50
	50 000	16,0	17,5	-	-	14,07	14,41
	100 000	22,0	20,0	-	-	20,72	21,21
	200 000	22,5	22,0	-	-	25,34	25,95
500 000	24,0	22,0	-	-	26,67	27,31	

Продолжение табл. 5.4

1	2	3	4	5	6	7	8
ОЦ-1	5 000	5,0	13,0	1,22	1,22	2,58	3,58
	15 000	8,0	13,0			6,87	9,54
	50 000	17,0	14,0			15,67	21,76
	100 000	20,0	16,0			20,15	27,99
	200 000	22,0	17,0			21,81	30,29
500 000	22,0	17,0			21,96	30,5	
ОЦ-2	5 000	3,0	-	0,32	1,22	-	1,81
	15 000	6,0	-			-	5,03
	50 000	15,0	-			-	13,20
	100 000	15,0	-			-	19,43
	200 000	18,0	-			-	23,76
500 000	18,0	-			-	25,01	
ОЦ-3	5 000	5,0	6,0	1,15	1,15	2,57	2,77
	15 000	5,0	14,0			6,83	7,37
	50 000	5,5	14,5			15,59	16,82
	100 000	23,0	18,0			20,06	21,64
	200 000	23,0	21,0			21,70	23,42
500 000	23,0	21,0			21,85	23,58	

1	2	3	4	5	6	7	8
МЗЦ-1	5 000	7,0	5,0	1,35	1,35	2,56	1,61
	15 000	17,5	6,5			7,14	4,50
	50 000	27,5	17,5			18,70	11,76
	100 000	31,0	18,0			27,53	17,31
	200 000	36,5	18,0			33,68	21,17
	500 000	37,5	27,0			35,44	22,28
МЗЦ-2	5 000	7,0	10,0	1,06	1,24	2,04	1,82
	15 000	8,5	14,0			5,43	4,84
	50 000	8,5	15,0			12,39	11,06
	100 000	8,5	15,0			15,94	14,23
	200 000	8,5	16,5			17,24	15,40
	500 000	8,5	16,5			17,36	15,50
МЗЦ-3	5 000	5,5	6,0	1,04	1,26	2,59	2,22
	15 000	6,5	8,5			6,90	5,91
	50 000	15,0	11,0			15,73	13,49
	100 000	-	-			-	-
	200 000	-	-			-	-
	500 000	-	-			-	-

Примечание: Образцы КЦ-1 и ОЦ-2 имели начальные трещины, поэтому нельзя вычислять приращения длины этих трещин по опытным значениям $\rho_{\text{тр}}$.

5.4. Изменение ширины раскрытия трещины в процессе восприятия циклической нагрузки

Изменение ширины раскрытия трещин при восприятии бетонным элементом циклической нагрузки определяется из зависимости

$$a_{\text{кр}}(N) = [1 + E_b(N_0) D(N)] a_{\text{кр}}^0, \quad (5.13)$$

где $D(N)$ – мера виброползучести бетона, равная деформации виброползучести, отнесенной к максимальному действующему напряжению:

$$D(N) = \frac{\varepsilon(N)}{\sigma_{\text{max}}}. \quad (5.14)$$

Изменение меры виброползучести исследованных бетонов по показаниям компараторов в виде отдельных точек приведено на рис. 5.8., 5.9., 5.10. Там же представлены аппроксимирующие зависимости деформаций виброползучести, определенные из уравнения

$$D(N) = D(\infty) (1 - e^{-\theta N}), \quad (5.15)$$

где θ – численный коэффициент, характеризующий скорость нарастания деформаций виброползучести.

В формуле (5.15), построенной по аналогии с зависимостью для определения текущего значения меры ползучести по теории старения, два неизвестных параметра – $D(\infty)$ и θ , которые при построении деформаций виброползучести определялись для каждого нагруженного образца. Из рис. 5.8, 5.9, 5.10 видно, что меры виброползучести для бетонов на заполнителях – шлаке Оками, керамзите и гравийном щебне ($d \leq 10$ mm) при величине характеристики цикла 0,3 превосходят соответствующие значения при $\rho = 0,5$. Исключение составляет бетон на заполнителе – шлаке Сагамо, для которого получена расчетная зависимость деформаций виброползучести, не зависящая от характеристики цикла. Это, вероятно, связано с низким уровнем нагружения образца СЦ-1.

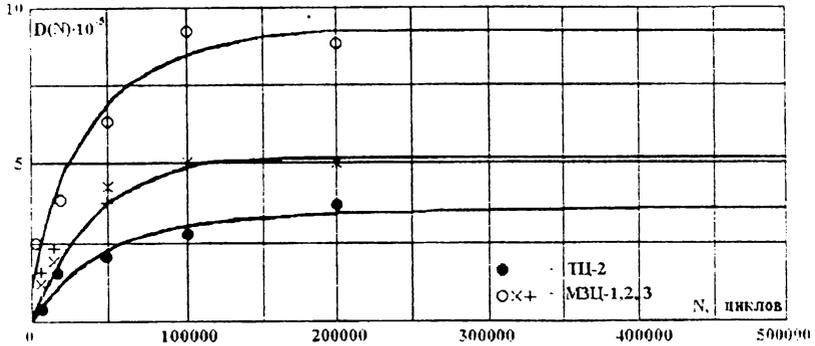


Рис. 5.8. Изменение деформации тяжелого и мелкозернистого бетонов в процессе восприятия циклической нагрузки

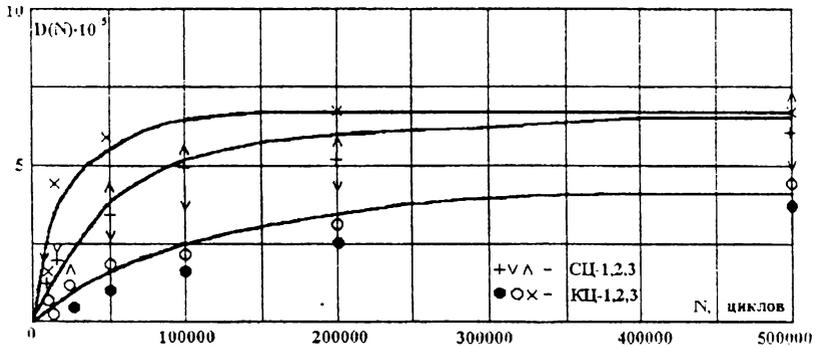


Рис. 5.9. Изменение деформаций легкого бетона в процессе восприятия циклической нагрузки

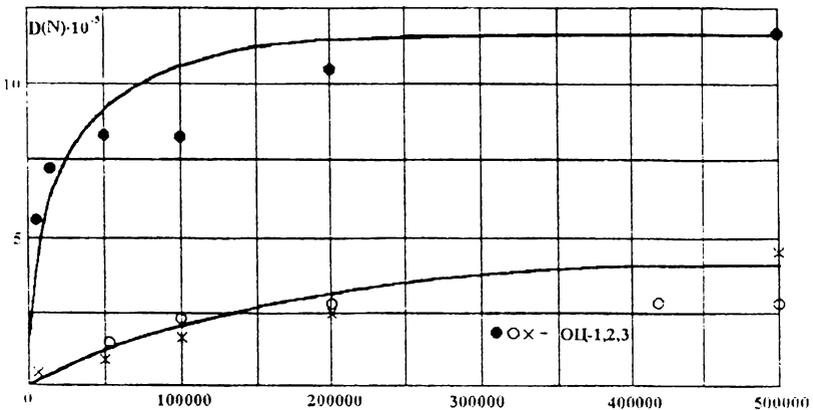


Рис. 5.10. Изменение деформаций легкого бетона в процессе восприятия циклической нагрузки

Расчет ширины раскрытия трещин по формуле (5.13) проводился по значениям меры виброползучести, определенной как по кривым виброползучести, так и по деформациям, измеренным компараторами.

Сопоставление подсчитанных по формуле (5.13) значений $a_{\text{крс}}(N)$ с полученными из опыта приведено в табл. 5.5.

Отметим, что за величину $a_{\text{крс}}^0$ при расчетах принималось опытное начальное раскрытие трещины, причем максимальное из двух значений (выше и ниже отверстия).

Анализ данных табл. 5.5 показывает, что наблюдается достаточно хорошее соответствие между экспериментальными данными и результатами, рассчитанными по (5.13), что говорит о приемлемости использования формулы (5.13) для расчета ширины раскрытия трещины в процессе восприятия циклической нагрузки.

Начальную ширину раскрытия трещин можно определить теоретически по формуле (4.38). В случае отсутствия экспериментальных данных по виброползучести бетона при проектировании порядок расчета ширины трещины при действии циклической нагрузки следующий:

- по формуле (3.12) по заданному составу бетона определяется величина призмочной прочности;

- текущие значения меры виброползучести вычисляются по формуле (5.15); при этом величина $D(\infty)$ подсчитывается по формуле

$$D(\infty) = \frac{1}{\rho} \left(\frac{56}{R_b} - 0,63 \right) \cdot 10^{-5}; \quad (5.16)$$

численный коэффициент θ определяется из выражения

$$\theta = 5^D \cdot 10^{-5}; \quad (5.17)$$

- по формуле (4.38) определяется начальная ширина раскрытия трещины для нагрузки σ_{max} ;

- начальный модуль упругости $E(N_0)$ для заданного состава бетона вычисляется по (3.13);

- по формуле (5.13) определяется текущее значение ширины раскрытия трещины после восприятия N циклов загрузки.

Таблица 5.5

**Сопоставление экспериментальных и теоретических данных
по ширине раскрытия усталостных трещин**

Количество циклов	Ширина трещины, мм		Значения по (5.13)		Ширина трещины, мм		Значения по (5.13)	
	верхней	нижней	по расчетным деформациям виброползучести	по показаниям компараторов	верхней	нижней	по расчетным деформациям виброползучести	по показаниям компараторов
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца	ТЦ - 1				ТЦ - 2			
5 000	0,15	0,045	0,033	0,030	0,067	0,075	0,065	0,067
15 000	0,022	0,045	0,038	0,036	0,075	0,090	0,077	0,086
50 000	0,022	0,045	0,049	0,036	0,075	0,0997	0,98	0,098
100 000	0,022	0,060	0,056	0,050	0,082	0,105	0,112	0,112
200 000	0,037	0,060	0,088	0,060	0,082	0,120	0,123	0,122
500 000	0,037	0,075	0,088	0,072	0,120	0,135	0,124	0,124

Продолжение табл. 5.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца	СЦ - 1				СЦ - 2			
5 000	0,022	0,022	0,017	0,017	0,052	0,037	0,041	0,047
15 000	0,030	0,022	0,019	0,020	0,060	0,037	0,047	0,051
50 000	0,030	0,030	0,025	0,024	0,060	0,045	0,062	0,054
100 000	0,037	0,030	0,029	0,028	0,067	0,045	0,071	0,065
200 000	0,037	0,037	0,030	0,029	0,082	0,052	0,075	0,068
500 000	0,037	0,037	0,031	0,031	0,082	0,060	0,076	0,069
Номер образца	СЦ-3				КЦ - 1			
5 000	0,007	0,015	0,008	0,007	0,060	0,075	0,078	0,075
15 000	0,015	0,015	0,009	0,009	0,060	0,075	0,080	0,078
50 000	0,015	0,015	0,011	0,012	0,067	0,075	0,090	0,084
100 000	0,015	0,022	0,013	0,014	0,075	0,082	0,096	0,090
200 000	0,022	0,022	0,014	0,014	0,075	0,090	0,105	0,097
500 000	0,022	0,022	0,015	0,016	0,075	0,090	0,110	0,107

Продолжение табл. 5.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца	КЦ - 2							
5 000	0,075	0,075	0,078	0,078	0,075	0,075	0,070	0,068
15 000	0,090	0,090	0,080	0,081	0,075	0,075	0,084	0,090
50 000	0,090	0,097	0,090	0,090	0,105	0,105	0,102	0,100
100 000	0,105	0,105	0,096	0,095	0,112	0,105	0,106	0,100
200 000	0,120	0,105	0,105	0,102	0,120	0,120	0,106	0,106
500 000	0,127	0,127	0,110	0,111	0,120	0,120	0,106	0,106
Номер образца	ОЦ - 1							
5 000	0,090	0,082	0,078	0,078	0,080	-	0,089	0,114
15 000	0,090	0,090	0,079	0,078	0,090	-	0,110	0,129
50 000	0,090	0,105	0,084	0,082	0,120	-	0,146	0,137
100 000	0,105	0,105	0,091	0,088	0,120	-	0,157	0,137
200 000	0,120	0,120	0,098	0,093	0,135	-	0,160	0,153
500 000	0,120	0,135	0,105	0,110	0,135	-	0,160	0,160
	ОЦ - 2							

Продолжение табл. 5.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер образца	ОЦ - 3				МЗЦ - 1			
5 000	0,045	0,045	0,047	0,045	0,045	0,045	0,047	0,054
15 000	0,045	0,060	0,048	0,045	0,052	0,052	0,070	0,065
50 000	0,060	0,060	0,050	0,051	0,090	0,060	0,106	0,093
100 000	0,060	0,067	0,054	0,056	0,097	0,067	0,116	0,111
200 000	0,067	0,075	0,059	0,057	0,105	0,075	0,118	0,116
500 000	0,067	0,090	0,063	0,058	0,135	0,105	0,118	0,118
Номер образца	МЗЦ-2				МЗЦ - 3			
5 000	0,030	0,030	0,018	0,021	0,030	0,045	0,037	0,044
15 000	0,030	0,037	0,024	0,025	0,030	0,052	0,048	0,052
50 000	0,037	0,037	0,034	0,034	0,037	0,075	0,069	0,065
100 000	0,037	0,037	0,038	0,039	-	-	-	-
200 000	0,037	0,037	0,040	0,039	-	-	-	-
500 000	0,045	0,045	0,041	0,041	-	-	-	-

Глава 6

Расчет долговечности бетона

Сквозь все уже прочитанные главы книги мы постарались рефреном провести постулат о том, что разрушение бетона (даже бетонный балки на изгиб!) происходит не вдруг и не за одно мгновение, оно подготавливается непрерывным образованием различных дефектов структуры, их развитием в длину и ширину до критических размеров.

Прогнозирование разрушения призвано решить две задачи: 1) оценить на стадии проектирования конструкции срок ее службы по долговечности используемых материалов при задаваемых условиях эксплуатации или подобрать материалы с определенными свойствами и конструктивные решения элементов из условия заданного срока эксплуатации сооружения; 2) установить момент времени разрушения существующей конструкции, т.е. ее ресурс долговечности, либо определить вероятность разрушения в некотором временном интервале при отсутствии информации о предыстории нагружения. Адекватный прогноз долговечности конструкций связан с количественным анализом процесса разрушения, когда учитывается вклад технологических, конструктивных и эксплуатационных факторов в кинетику развития микро-; мезо- и макроповреждений в структуре бетона или в арматурной стали. Такой прогноз основывается на микро- и макрофизическом описании разрушения бетона и железобетона, которое в свою очередь формирует фундамент для решения следующих проблем: создание высокопрочных и высокотрещиностойких бетонов, прогнозирование разрушения работающих конструкций и проектирование бетонов из условия их заданной долговечности.

6.1. Физико-механические основы долговечности бетона

Здесь сформулируем основные принципы и положения, которые определяют долговечность и механизмы разрушения бетона.

1. Все пустоты в структуре бетона могут быть рассмотрены как

трещиноподобные дефекты структуры. Тогда существуют параметры K, J, Γ (J и Γ – новые для нас величины, это инвариантные интегралы Дж. Райса и Г. Черепанова, независимые от контура интегрирования)*, с помощью которых может быть однозначно определено напряженно-деформированное состояние у вершин пор и трещиноподобных дефектов как при линейном, так и при нелинейном пластическом деформировании бетона. Вязкое разрушение бетона, особенно кавитационное межзерновое, обусловлено объединением большого количества растущих в процессе формирования структуры и деформирования пустот различной конфигурации, интенсивность напряжений в вершинах которых определяется как внутривязкими и капиллярными силами, которые находятся по зависимости Гаусса – Лапласа, так и макродеформированием бетона или цементно-песчаной матрицы. Объем повреждений может достигать значительной величины, а нарушение сплошности и разрыхление бетона будут оказывать значительное влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции.

2. Время (а не только нагрузка) является главной причиной разрушения. Силовые условия разрушения не будут определяющими, физически обоснованными и адекватными являются временной критерий или временная зависимость, описываемая формулой Журкова.** Разрушение – не только механическое явление,

* Эти два интеграла, названные по именам построивших их ученых, были изобретены практически одновременно в конце 60-х годов. Γ -интеграл выражает удельную работу разрушения через плотности энергий деформаций и кинетической. J -интеграл получается из Γ -интеграла, если пренебречь в нем кинетической энергией (инерционными эффектами); в случае хрупкого разрушения $J_{IC} = G_{IC}$. Величину J_{IC} иногда называют упругопластической вязкостью разрушения.

** Исследования разрушения в условиях статического нагружения были начаты в лаборатории физики прочности Физико-технического института им. А.Ф. Иоффе АН СССР в начале 50-х годов. С помощью специального устройства (улитки) напряжение на образце (из стали) в течение всего времени испытания поддерживалось постоянным, и измерялось время до разрушения τ , то есть долго-

вечность. Было установлено, что $\tau = \tau_{0\text{exp}} \frac{U_0 - \gamma\sigma}{kT}$. Здесь γ – структурный параметр; τ_0 – величина порядка периода атомных колебаний; значение U_0 близко к энергии сублимаций; T – температура; k – коэффициент. Эта зависимость и носит название формулы Журкова. Академик С.Н. Журков – основоположник теории долговечности и ее прогнозирования.

его закономерности определяются кинетическими, статическими и термодинамическими свойствами нагруженного бетона с учетом молекулярного, надмолекулярного строения и дефектов структуры. Прочность конструкции должна быть интерпретирована как величина, ограниченная временем ее безопасной эксплуатации, в течение которого непрерывно происходит подготовка бетона (арматурной стали) к полному разрушению и нарушению сплошности за счет развития макродефектов структуры, что делает возможным определение времени до разрушения конструкции в целом. При проектировании по прочностным критериям рассматривают конструкцию во время ее работы под нагрузкой только в двух состояниях: исходном и разрушенном. При этом разрушением конструкции принято считать момент восприятия ею нагрузки, соответствующей максимальной несущей способности сечения, между тем уже после такого мнимого “разрушения” бетонный и армированный элемент способен достаточно длительное время сопротивляться меньшему по величине внешнему воздействию, и полное разрушение на фрагменты может наступить при какой-то нагрузке, но много меньшей, чем максимальная и вследствие достижения трещинами своих критических значений. Поэтому недостаточно рассматривать только два состояния конструкции: генерация трещин протекает во времени и является кинетическим процессом. Этот процесс можно охарактеризовать как “старение” бетона, приводящее в конце концов к его разрушению, когда происходит лавинообразное неустойчивое увеличение параметров макротрещин на критической стадии трещиностойкости.

3. Напряженно-деформированное состояние конструкций зависит от повреждений в структурных элементах бетона (и арматурной стали). Трещины в структуре бетона, развивающиеся по механизмам нормального отрыва и поперечного сдвига, оказывают доминирующее влияние на несущую способность сечений бетонных и железобетонных конструкций. Достигая критических размеров в процессе восприятия силовых и температурных воздействий, эти трещины приводят и к локальным нарушениям сплошности сечений, и к разрушению элемента в целом.

4. Нарастание во времени прочности бетона практически не влияет на долговечность конструкций, которую практически всегда лимитирует его понижающаяся трещиностойкость. Действи-

тельно, несмотря на довольно значительное увеличение во времени прочностных характеристик бетона, длительная прочность конструкции оказывается ниже кратковременной. Это противоречие (мы касались его вскользь во второй главе) объясняется тем, что за тот же промежуток времени показатели трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IIC} релаксируют (рис. 6.1), причем величины этого уменьшения возможно определить аналитически для бетона заданного состава. Как видно на рис 6.1, в начальный период твердения бетона во время стабилизации его структуры трещиностойкость повышается, затем же процессы деструкции начинают превалировать над стабилизационными, а в вершинах пустот: пор, капилляров и дефектов структуры интенсивность напряжений достигает критических значений, параметры трещиностойкости достигают предельной величины для деформаций отрыва (здесь самое время вспомнить формулу (4.17)):

$$K^{lim} = K_c^{max} / \sqrt{1 + 2E(1 - \nu^2)C(\infty, \tau)}. \quad (6.1)$$

5. При определении долговечности материалов и конструкций на стадии роста трещин на данном уровне знаний в механике разрушения бетона используется понятие суммарной скорости. Суммарная скорость развития трещины равна арифметической сумме скоростей от действия статической и циклической нагрузок, от

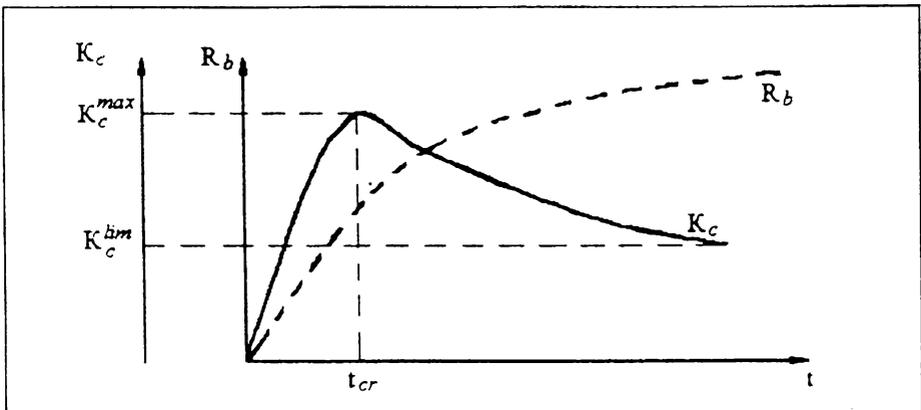


Рис. 6.1. Изменения прочности R_b и трещиностойкости K_c бетона во времени

тепловлажностного и коррозионного воздействий. Долговечность данного элемента определяет время (или число циклов), за которое трещина от начальной длины $l_{\text{ср}}^0$ вырастет до критической $l_{\text{ср}}^{\text{кр}}$.

6.2. Физическая модель кинетики разрушения бетона при тепловлажностных воздействиях

Физическая модель бетона представлена структурой, состоящей из системы многомасштабных зерен (клинкера, песка, щебня) со связями взаимопритяжения между собой в виде активных сил ($\sum N_{\text{act}}$), созданных физическими, химическими и адгезионными процессами как результат гидратации цемента и подсистемы пустот в гидратированной массе (в виде капилляров (К), пор (П), трещин (Т), в которых возникает комплекс реактивных сил в пределах их геометрических размеров в структуре:

$$\sum N_{\text{react}} = \sum N_{\text{к}} + \sum N_{\text{п}} + \sum N_{\text{т}}. \quad (6.2)$$

Физико-механические свойства в единичном объеме бетона и их изменяемые уровни обеспечиваются системой активных и подсистемой реактивных сил, создающих напряжения в структуре:

$$\sum G_i \pm \sum R_i = D_j \quad (6.3)$$

$$\sum \varepsilon_i \pm \sum \varepsilon_p = E_{\xi} \quad (6.4)$$

где $\sum G_i$ – сумма напряжений от физико-химических процессов в активных связях; $\sum R_i$ – сумма напряжений от реактивных сил; D_j – величина уровня прочности; $\sum \varepsilon_i$ – сумма объемных деформаций от сил в активных связях; $\sum \varepsilon_p$ – сумма объемных деформаций от реактивных сил; E_{ξ} – измеряемый модуль деформаций в единичном объеме бетона.

С изменением давления (силы), температуры, влажности в дефектах (П, К, Т) структуры бетона, заполненных жидкостью, па-

ром, льдом, возникают усилия, изменяющие геометрические размеры дефектов, уменьшающие (увеличивающие) количество активных связей, что влияет на уровни исходных свойств и их измеряемые величины D_j и E_{ξ} .

Физическая модель кинетики разрушения бетона при тепловлажностных воздействиях отображается в физической модели бетона через приращение (со своим знаком) в уровне напряжений от реактивных сил.

В I диапазоне температур охлаждение, а затем переход жидкости в лед вызывают сокращение единичного объема, затем его расширение, а затем опять сокращение. Это изменяет уровни напряжений в активных связях и напряжения от реактивных сил. При криогенных температурах уровни реактивных сил минимальны, при температурах расширения льда – максимальны.

Во II диапазоне расширения воды при нагревании вызывает повышение уровня реактивных сил. В III диапазоне температур – нагрев и удаление влаги понижают уровень реактивных сил. Перегрев вызывает понижение уровня активных сил вследствие развития физико-химических процессов в структуре минералов.

Расчетная модель разрушения строится для системы, изображенной на рис. 6.2., и исходя из нижеследующих положений с использованием подходов механики разрушения. В зависимости от температуры и влажности капилляры, поры и трещины могут быть заполнены водой, паром или льдом, что определяет поля напряжений и смещений в их вершинах. Интенсивность напряжений, а также напряженно-деформированное состояние вблизи вершин капилляров и трещин определяется критерием трещиностой-

кости $K_c = \sqrt{(K_{IC}^2 + K_{IIC}^2)}$ и коэффициентами интенсивности напряжений. Определяя эти величины от действия капиллярных сил, от расклинивающего эффекта при нагревании воды или при замораживании и расширении льда, от давления пара на стенки капилляра или трещины, получим параметры, характеризующие напряженно-деформированное состояние вокруг концентраторов пор и капилляров трещин на любом из уровней иерархической системы (микро-, мезо- или макроуровнях). Найденная через деформации усадки бетона и энергию разрушения G_{IC} величина K_I определяется по зависимости

$$K_I = \sqrt{P_C G_{IC} / l_C \cdot a_C \varepsilon_{sl}}, \quad (6.5)$$

где l_c и a_c – параметры капилляров или трещин; ε_{sl} – деформация усадки бетона; P_C – сила, приложенная к берегам дефектов структуры.

Результатом процессов, происходящих в капиллярах и трещинах, являются деформации в межзерновой матрице, свободному течению которых препятствуют жесткие зерна заполнителя или клинкера, что создает в вершинах радиальных трещин напряжения некоторой интенсивности, определяемые через коэффициент интенсивности напряжений. На контуре зерен заполнителя или клинкера возникают контактные трещины, для которых определяются значения K_I и K_{II} зависящие, в частности, от модулей упругости зерен и межзерновой матрицы.

По данным коэффициентам интенсивности напряжений определяются текущие параметры трещин и длительность периода достижения ими своих критических значений.

По известным характеристикам K_{IC} и K_{IIC} материалов зерен и межзерновой матрицы возможно получить деформативные и прочностные характеристики, а также параметры развивающихся трещин для бетона в случае изменения его влажности и температуры.

6.3. Общие положения расчета

В качестве теоретической основы метода приняты физические представления о механизме приращения объема пустотности (трещин) в модели бетона, представленной как двухуровневая структура: матрица затвердевшего цементного камня с включениями и пустоты различной формы (трещины) как результат внешних воздействий, изменяющих напряженно-деформированное состояние в точке и объеме.

Основным расчетным критерием метода является обобщенный суммарный параметр трещиностойкости $K_c = \sqrt{(K_{IC}^2 + K_{IIC}^2)}$ (или $K_c(\tau)$), вычисляемый на основании модельных схем развития, объединения, локализации системы трещин, их классификации по видам и относительному количеству в объеме при начальной

концентрации, возрастающей до критической, что обусловлено физическими процессами изменения температуры, состояния воды (пар, лед) и физико-химическими, коррозионными процессами растворения, выноса или накопления веществ новообразований или выноса продуктов коррозии.

Теоретическое обоснование в подходе к расчету $K_c(\tau)$ и K_c ориентировано на контроль результатов по методам, принятым в ГОСТ 29167—91 [99].

При теоретическом обосновании метода расчета долговечности бетона с использованием подходов механики разрушения по обобщенному критерию приняты следующие допущения:

1. Бетон рассматривается как упругая квазиоднородная двухкомпонентная среда, состоящая из: а) матрицы – цементного камня со структурными элементами щебня, песка; б) пустот: капилляров-трещин и пор (полостей с начальными трещинами в

стенках, имеющих размеры, на порядок превышающие размеры элементов) (рис. 6.2).

2. Пустоты в матрице представлены соподчиненной пятиуровневой системой по форме и размерам, кратным диаметру. Пустоты под внешними воздействиями по достижении критических размеров переходят из уровня в следующий уровень по схеме: стабилизация размеров – делокализация накопления – критическая концентрация в единичном объеме – переход на следующий уровень.

3. Процесс формирования и движения трещин рассматривается как

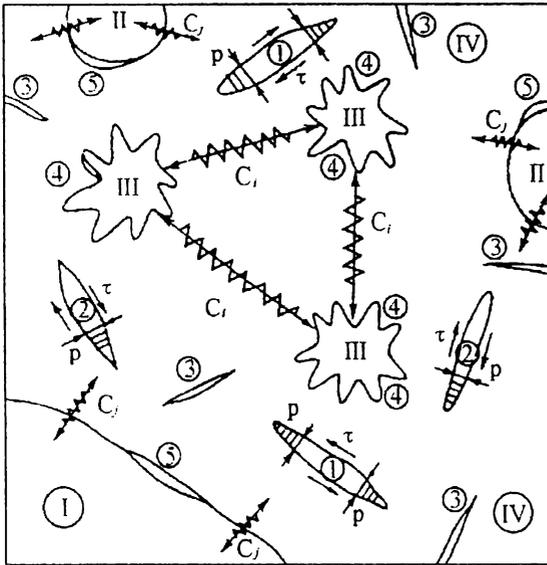


Рис. 6.2. Физическая модель бетона: I - зерна щебня; II - зерна песка; III - зерна клинкера; IV - гидратированная масса цемента; C_i - физические и химические связи; C_j - адгезионные контакты; 1 - капилляры, заполненные водой несимметрично; 2 - капилляры, заполненные водой симметрично; 3 - микротрещины; 4 - трещины на контакте с зернами; 5 - полости контактов

результат внешних силовых и несиловых воздействий на основе принципов теории трещин из условия, что в вершине каждой трещины своего уровня в каноническом объеме бетона возникают поля деформаций и напряжений, создающие схемы нормального отрыва и сдвига. Возникающее состояние оценивается соответствующими затратами энергии разрушения G_{ij} и коэффициентами интенсивности напряжений $K_{ij} = \sqrt{G_{ij} E_{ij}}$.

4. В качестве обобщенной константы свойства трещиностойкости бетона, его сопротивления образованию, накоплению в объемах и формированию магистральных трещин критических величин принят параметр $K_{cij}(\tau)$ как алгебраическая сумма критических значений K_{ij} во всей системе всех уровней трещин-пустот, заполняющих канонический объем до критической концентрации.

5. Внешние температурные, влажностные и коррозионные длительные воздействия создают поля напряжений в вершинах пустот – трещин, оценка которых учитывается параметром D с применением положений теории старения бетона:

$$K_{ic}(\tau) = K_{ic}(\tau_0) D. \quad (6.6)$$

6. Процессы разрушения бетона трещинами рассматриваются как обобщенное напряженно-деформированное состояние в некотором каноническом объеме, обладающем физическими особенностями, присущими композиту с упругими и реологическими свойствами. Феноменологические особенности физических процессов в исследуемом объеме достоверны и обоснованы экспериментальными данными K_I и K_{II} на образцах-кубах (призмах) размером сечения 100x100 мм с оптимальным диаметром крупных включений не более 15 мм.

Деформативные и прочностные свойства в единичном объеме бетона любого состава обеспечиваются системой активных и реактивных сил в структуре:

$$\sum N_{act} - \sum N_{react} = R_i. \quad (6.7)$$

С изменением внешних условий, температуры, влажности, давления в дефектах структуры П, К, Т, заполненных жидкостью, паром, льдом, возникают усилия, изменяются размеры и коли-

чество дефектов, количество и свойство структурных связей, что влияет на уровень исходных свойств R_i , E_j и уровни их измеряемых пределов.

6.4. Теоретические обоснования и аналитические решения напряженного состояния и трещиностойкости бетона на основе обобщенного критерия

Пусть некоторый элементарный объем цементного камня включает в себя некоторое количество пустот – капилляров (рис. 6.3), содержащих в зависимости от внешних условий определенное количество свободной воды, которая под влиянием температуры окружающей среды может переходить в газообразное или твердое состояние. Тогда модель капилляра (концентрактора напряжений, инициирующего появление микротрещин), к стенкам которого приложены некоторые усилия, вызванные содержащейся в его объеме водой, можно представить следующим образом:

– для воды – рис. 6.4, где l_c – длина капилляра; величина b_c зависит от влажности собственно цементного камня*; a_c – диаметр пустоты – капилляра;

– для пара – рис. 6.5;

– для льда – рис. 6.6, где b_c зависит от влажности цементного камня при замерзании воды в капилляре.

Параметрами модели в характерных точках T , W , P диаграммы состояния будут следующие характеристики: l_c и a_c – начальные размеры пустоты – капилляра; W – влажность и T – температура цементного камня.

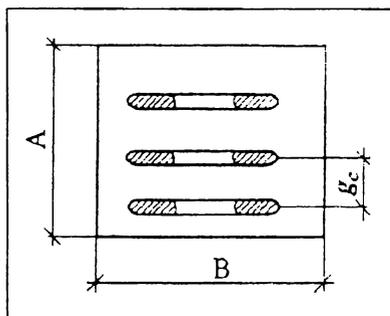


Рис. 6.3. Модель цементного камня с капиллярами

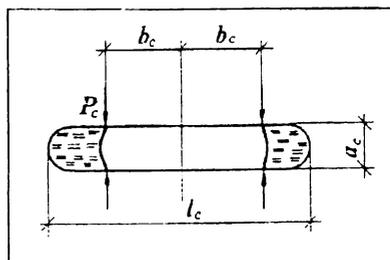


Рис. 6.4. Модель капилляра, заполненного водой

* Действительно, чем больше влажность, тем больше жидкости заполняет капилляр и тем меньше значения b_c . Это касается и величины b_c на рис. 6.6.

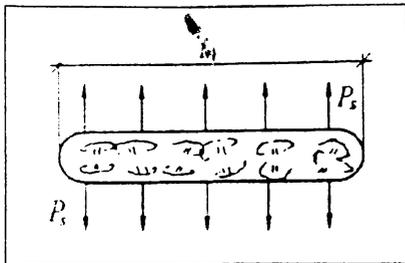


Рис. 6.5. Модель капилляра, заполненного паром

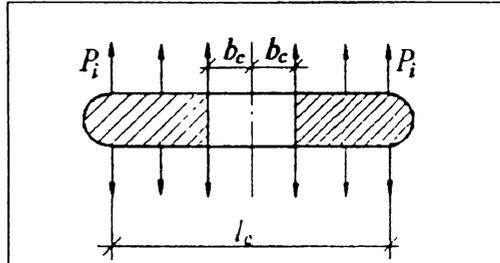


Рис. 6.6. Модель капилляра, заполненного льдом

Состояние 1. Условие: $T = \text{const}$, $W \neq \text{const}$, $P \neq \text{const}$.
Капиллярные силы P_c определим по формуле

$$P_c = \pi \sigma a_c \cos \theta, \quad (6.8)$$

где σ – поверхностное натяжение воды; θ – угол смачивания, то есть краевой угол на границе “жидкость – стенка капилляра”.

Исходя из анализа величины σ можно записать:

$$\sigma = \sigma_0 (1 - T/370) \quad (\text{Н/м}), \quad (6.9)$$

где 370°C – критическая температура T_k для воды*; σ_0 – величина σ при температуре $T=0^\circ\text{C}$, $\sigma_0 = 0,076 \text{ Н/м}$

Тогда сила, приложенная к берегу капилляра, определится из

$$P_c = \sigma_0 \pi a_c \cos \theta (1 - T/370) \quad (\text{Н}). \quad (6.10)$$

Точки приложения сил P_c зависят от W . Учитывая приращение количества воды в капилляре за счет изменения влажности,

$$b_c = l_c/2(1 - W/100). \quad (6.11)$$

* При $T=T_k$, в критической точке, поверхностное натяжение жидкости σ должно обращаться в ноль. На этот факт в 1860 году впервые указал Д.И. Менделеев

Тогда интенсивность напряжений в вершине капилляра определяется с учетом расстояния между двумя соседними капиллярами g_c

$$K_1 = 2\sqrt{2}P_c \sqrt{l_c} / (\sqrt{\pi(l_c^2 - 4b_c^2)})g_c \quad (6.12)$$

и с учетом (6.9), (6.10) и (6.11) имеем

$$K_1 = 2\sqrt{2}\sigma_o \sqrt{\pi} \cos \theta (1-T/370)a_c / \sqrt{l_c(1 - 1/4(1 - W/100)^2)}g_c. \quad (6.13)$$

Принимая $l_c = 10^{-4}$ м; $\theta = 35^\circ$; $T = 20^\circ\text{C}$; $W = 50\%$ имеем $K_1 = 0,0043 \text{ МН/м}^{3/2} < K_{1c \text{ ук}}$, т.е. развитие капилляра в длину не произойдет. Изменится ширина (радиус) капилляра на величину

$$a_c^p = 2\pi/(g_c E_{\text{ук}})P_c \ln\{[l_c/2 - \sqrt{(l_c/2)^2 - b_c^2}]/[l_c/2 + \sqrt{(l_c/2)^2 - b_c^2}]\}, \quad (6.14)$$

где g_c – расстояние между двумя соседними капиллярами, являющееся функцией пористости (В/Ц); $E_{\text{ук}}$ – модуль упругости цементного камня.*

С изменением a_c при неизменном значении W смещаются и точки приложения сил P_c (рис. 6.7): первоначально P_{c1} , затем P_{c2} .

Учитывая, что объем воды в капилляре $V = \pi a_{c1}^2 / [4(l_c - 2b_{c1})]$ остается неизменным, получим

$$b_{c2} = (2a_{c1}^2 \cdot b_{c1} + a_{c2}^2 \cdot l_c - a_{c1}^2 \cdot l_c) / 2a_{c2}^2, \quad (6.15)$$

где $a_{c2} = a_{c1} - a_c^p$.

Если же влажность цементного камня изменяется в процессе усадки, тогда

* В настоящее время принято индексы представлять на английском языке ($E_{\text{ук}}$ или выше $K_{1c \text{ цк}}$), однако аббревиатура цементного камня так привычна и величественна, что мы решили оставить русский вариант.

$$b_{c2} = [l_c(a_{c1}^2(1 - W/100) + a_{c2}^2 - a_{c1}^2)] / 2a_{c2} \pm l_c/2 (1 - \Delta W/100), \quad (6.16)$$

где ΔW — изменение влажности знак “-” при увеличении W , знак “+” при уменьшении.

Тогда интенсивность напряжений в вершине капилляра

$$K_I = 2\sigma_0 \sqrt{\pi} \cos\theta (1-T/370) \sqrt{l_c} / \sqrt{(l_c^2 - b_{c2}^2)}. \quad (6.17)$$

Принимая $a_{c1} = 10^{-7}$ м, $K_I = 0,087$ МН/м^{3/2}. Значение $K_{IC}^{ук}$ согласно данным [12] в зависимости от В/Ц изменяется в пределах 0,1 ... 0,32 МН/м^{3/2}. Но мы можем определить его еще точнее. Так как в (3.8) $R_a = K_a = 0$ (заполнителя ведь нет!), имеем:

$$K_{IC}^{ук} = -0,015 + 0,133 \text{ Ц/В} + 0,006 R_a - 0,008 W. \quad (6.18)$$

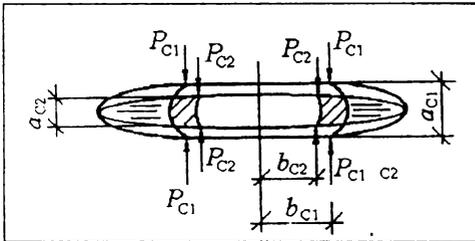


Рис. 6.7. Изменение точек приложения капиллярных сил при уменьшении диаметра капилляра

Тогда, приняв, что при $\text{Ц/В} = 1,2$ и $R_a = 40$ МПа, $K_{IC}^{ук} = 0,24$ МН/м^{3/2} и приравняв это значение к правой части (6.18), найдем то значение W , при котором происходит перерастание капилляра в усадочную микротрещину: $W = 18,1\%$.

Деформация усадки, если принять во внимание, что капилляры (микротрещины) равномерно распределены по объему бетона, определяется из

$$\varepsilon_{sl} = P_c G_{IC} / (l_c K_{IC}^2 a_{c1}), \quad (6.19)$$

где G_{IC} — энергия разрушения цементного камня.

В направлении, параллельном действию сил P_c , к капилляру приложены главные сдвигающие напряжения, вызывающие в вершинах капилляра деформации поперечного сдвига, описываемые коэффициентом интенсивности напряжений K_{II} , величина которого

$$K_{II} = \tau \sqrt{\pi \cdot l_c}, \quad (6.20)$$

где τ – главные касательные напряжения. Их определим, принимая во внимание, что капилляры равномерно распределены по площади бетона. С учетом (6.10) и (6.20)

$$K_{II} = P_c \sqrt{\pi \cdot l_c} / (g_c a_c). \quad (6.21)$$

В момент $K_{II} = K_{II}^{ук}$ рост микротрещины в длину будет определяться механизмом поперечного сдвига.

Состояние 2. Условия: $W = \text{const}$; $T \neq \text{const}$; $P \neq \text{const}$.

Рассмотрим цементный камень на макроуровне: он состоит из негидратированного зерна и гидратированной массы, которая в свою очередь состоит из пустот — пор (капилляров) и кристаллической системы (микроуровень). Таким образом представим цементный камень, как показано на рис. 6.8.

В гидратированной массе будут наблюдаться микродефекты двух типов: I – капилляры; II – трещины нормального отрыва, образовавшиеся из-за разности модулей упругости и коэффициентов линейного расширения негидратированного зерна и гидратированной массы. Тогда общая сопротивляемость цементного камня развитию температурных трещин в терминах коэффициентов интенсивности напряжений определяются из

$$K_{I,t}^{ук} = K_{I,t}^I + K_{I,t}^{II}; \quad (6.22)$$

$$K_{II,t}^{ук} = K_{II,t}^I + K_{II,t}^{II}, \quad (6.23)$$

где $K_{I,t}^I$ и $K_{II,t}^I$ – коэффициенты интенсивности напряжений в вершине капилляров, вызванные внутрикапиллярным давлением льда,

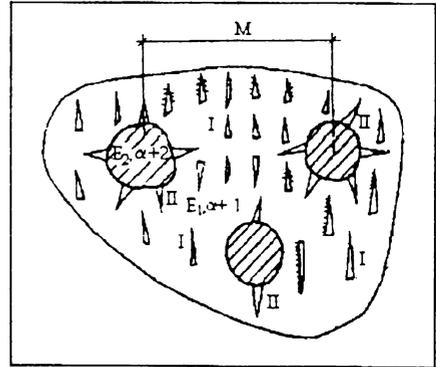


Рис. 6.8. Распространение трещин на микроуровне цементного камня: I – трещины в матрице; II – радиальные трещины; M – расстояние между зёрнами

воды или пара; $K_{I,t}^{II}$ и $K_{II,t}^{II}$ – то же в вершинах трещин типа II.

Тогда в момент развития микротрещин и объединения их в магистральные макротрещины

$$K_{Ic,t}^{шк} = K_{Ic,t}^{I} + K_{Ic,t}^{II}; \quad (6.24)$$

$$K_{IIc,t}^{шк} = K_{IIc,t}^{I} + K_{IIc,t}^{II}. \quad (6.25)$$

Рассмотрим капиллярные микродефекты в следующих диапазонах температур: 1, 2 и 3 (см. § 6.2).

Диапазон 1 (вода). На капилляр действует система сил, показанная на рис. 6.9. Силы P_c определяются капиллярным давлением; P_w – расширением воды при повышении температуры; P_{cs} – расширением кристаллической системы; τ – касательными напряжениями, возникающими от действия сил в капиллярах, ориентированных параллельно силам P .

Таким образом,*

$$K_{I,t}^{I,I} = K_{I,t}^{I,I,C} - K_{I,t}^{I,I,W} + K_{I,t}^{I,I,SC} \quad (6.26)$$

или в момент локального разрушения

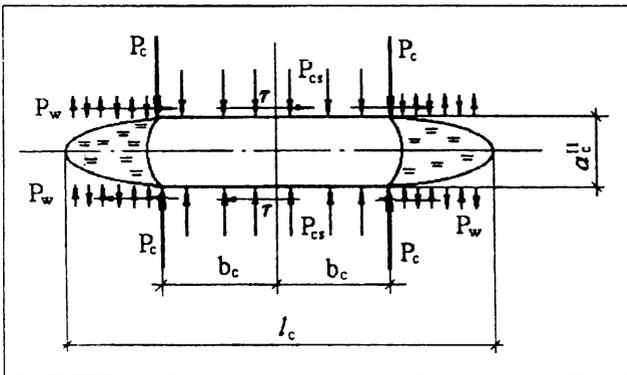


Рис. 6.9. Система сил, действующих на заполненный водой капилляр

* Здесь довольно сложная система индексации. Я поясню ее, чтобы вы не тратили времени на расшифровку. Например $K_{I,t}^{I,I}$ Римская цифра внизу — вид деформации в вершине дефекта структуры, I — нормальный отрыв, t — расчет долговечности; римская цифра сверху — тип трещины, I — капилляр; арабская — № диапазона, 1 — 1-ый. По формулам (6.28), (6.30) и др. определяется также и величина $K_{I,t}^{I,I}$, индекс $_{I,t}$ иногда опускается.

$$K_{I,C,t}^{I,I} = K_{I,C,t}^{I,I,C} - K_{I,C,t}^{I,I,W} + K_{I,C,t}^{I,I,CS} \quad (6.27)$$

Тогда

$$K_{I,t}^{I,I,C} = 2\sqrt{2}P_c / (\sqrt{\pi}l_c (1 - (1 - W/100)^2)g_c). \quad (6.28)$$

Величина P_w определится из

$$P_w = \alpha_{t,w} \Delta T E_w, \quad (6.29)$$

а величина $\alpha_{t,w}$ на основании анализа опытных данных:

$$\alpha_{t,w} = 0,000067 + 0,0000076 T. \quad (6.30)$$

Тогда

$$K_{I,t}^{I,I,W} = 1/\sqrt{2}\alpha_c \Delta T E_w \sqrt{\pi \cdot l_c} [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_c/l_c)]. \quad (6.31)$$

Величина P_{cs} определится из

$$P_{cs} = \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs} \quad (6.32)$$

и

$$K_{I,t}^{I,I,CS} = 1/\sqrt{2}\alpha_c \Delta T E_{cs} \sqrt{\pi \cdot l_c}. \quad (6.33)$$

Если $K_{I,C,t}^{I,I,C} + K_{I,C,t}^{I,I,CS} > K_{I,C,t}^{I,I,W}$, то величина $a_c^{I,I}$ уменьшается, и наоборот. Ширину раскрытия (радиус) капилляра определим из

$$a_c^{II} = a_c^b + a_c^{cs} - a_c^c, \quad (6.34)$$

где все входящие в (6.34) параметры определяются по формуле (6.14).

Величина $K_{II,t}^{I,I}$ определяется по

$$K_{II,t}^{I,I} = (\sigma_0 \pi a_c \cos \theta (1 - T/370) + \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs} l_c g_c - 2\alpha_{t,w} \Delta T E_w g_c (l_c/2 - b_c)) \sqrt{\pi \cdot l_c} / \sqrt{2}g_c^2. \quad (6.35)$$

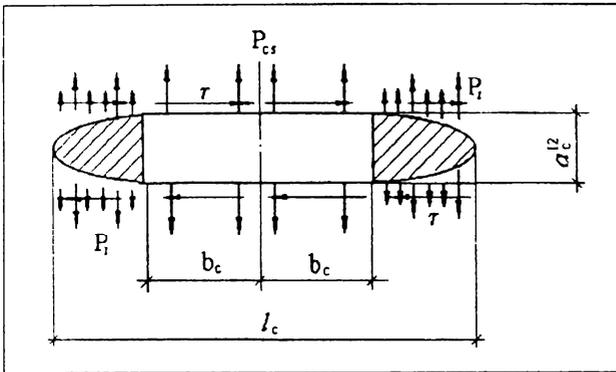


Рис. 6.10. Система сил, действующих на заполненный льдом капилляр

Отметим, что индексы длины и ширины капилляров в большинстве случаев опускаются.

Диапазон 2 (лед). На капилляр действует система сил, показанная на рис. 6.10.

Силы P_i определяются давлением льда на стенки капилляра; P_{cs} – сжатием кристаллической системы; τ – напряжениями, возникающими от действия сил в капиллярах, ориентированных параллельно силам P . Тогда

$$K_{l,t}^{1,2} = K_{l,t}^{1,2,i} + K_{l,t}^{1,2,cs}. \quad (6.36)$$

Величина P_i определяется из

$$p_i = \alpha_{i,i} \Delta T E_i, \quad (6.37)$$

а величина $\alpha_{i,i}$ на основании анализа опытных данных:

$$\alpha_{i,i} = 0,000276 - 0,0000076 T. \quad (6.38)$$

Тогда

$$K_{l,t}^{1,2,i} = \alpha_{i,i} \Delta T E_i \sqrt{\pi d_c} / 2 [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_c/l_c)]. \quad (6.39)$$

Величина $K_{l,t}^{1,2,cs}$ определяется по (6.33). Величина

$$K_{I,t}^{1,2,cs} = (2\alpha_{t,i} \Delta T E_i (l_c/2 - b_c)^2 + \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs} l_c g_c) \sqrt{\pi d_c / 2} / g_c^2. \tag{6.40}$$

Ширина раскрытия капилляра

$$a_c^{i2} = a_c^i + a_c^{cs}. \tag{6.41}$$

Диапазон 3 (пар). На капилляр действует система сил, показанная на рис. 6.11. Сила P_s – определяется давлением пара на стенки капилляра при нагревании; P_{cs} – расширением кристаллической системы; τ – напряжениями, возникающими от действия сил в капиллярах, ориентированных параллельно силам P , тогда

$$K_{I,t}^{1,3} = K_{I,t}^{1,3,s} - K_{I,t}^{1,3,cs}. \tag{6.42}$$

Определим величину P_s в капилляре:

$$P_s = P_o (1 + \alpha T), \tag{6.43}$$

где P_o - давление газа при 0°C: $P_o = 0,062 \text{ МПа}$; α - термический коэффициент давления: $\alpha = 1/273,15 \text{ град}^{-1,0}$.

$$K_{I,t}^{1,3,s} = P_s \sqrt{\pi d_c / 2}. \tag{6.44}$$

Величина $K_{I,t}^{1,3,cs}$ определяется по (6.3). Если $K_{I,t}^{1,3,s} > K_{I,t}^{1,3,cs}$, то

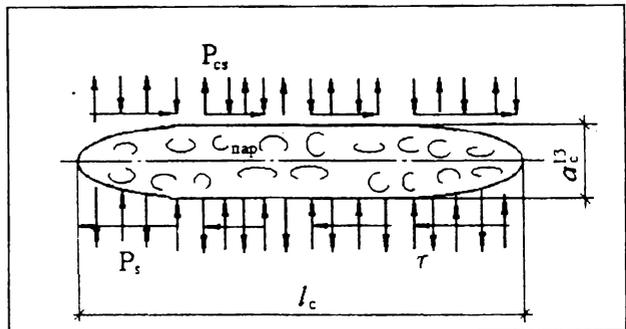


Рис. 6.11. Система сил, действующих на заполненный паром капилляр

a_c^{I3} возрастает, и наоборот. Ширина раскрытия капилляра

$$a_c^{I3} = a_c^s - a_c^{cs}. \quad (6.45)$$

Величину $K_{II,t}^{I,3}$ определим из

$$K_{II,t}^{I,3} = (\pi P_s l_c a_c - \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs} l_c g_c) \sqrt{\pi d_c / 2} / g_c^2. \quad (6.46)$$

В зависимости от ориентации замкнутых трещин или капилляров они могут быть заполнены жидкостью несимметрично, тогда интенсивность напряжений в вершинах дефекта будет неодинакова. На такой капилляр действует система сил, показанная на рис. 6.12. При этом

$$K_{I,t}^{I,1} = K_{I,t}^{I,1,C,m} - K_{I,t}^{I,1,w,m} + K_{I,t}^{I,1,cs}, \quad (6.47)$$

где $K_{I,t}^{I,1,C,m} = (K_{I,t}^{I,1,C,A} + K_{I,t}^{I,1,C,B}) / 2$; $K_{I,t}^{I,1,C,A}$ — коэффициент интенсивности напряжений в точке А от действия сил P_c ; $K_{I,t}^{I,1,C,B}$ — то же, в точке В; $K_{I,t}^{I,1,w,m} = (K_{I,t}^{I,1,w,A} + K_{I,t}^{I,1,w,B}) / 2$; $K_{I,t}^{I,1,w,A}$ — КИН в точке А от действия сил P_w ; $K_{I,t}^{I,1,w,B}$ — то же в точке В.

Тогда с учетом (6.10)

$$K_{I,t}^{I,1,C,A} = P_c \sqrt{(l_c / 2 - b_c) / (l_c / 2 + b_c)} / \sqrt{\pi d_c / 2}, \quad (6.48)$$

$$K_{I,t}^{I,1,C,B} = P_c \sqrt{(l_c / 2 + b_c) / (l_c / 2 - b_c)} / \sqrt{\pi d_c / 2}, \quad (6.49)$$

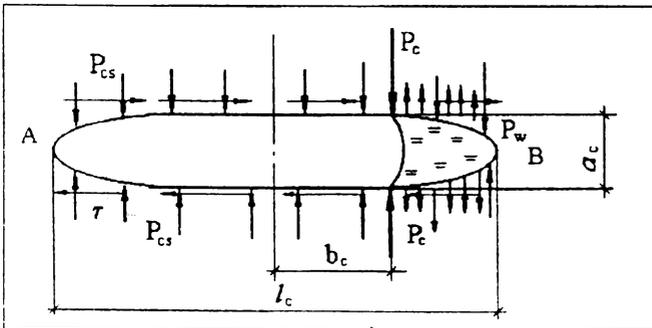


Рис. 6.12. Система сил, действующих на несимметрично заполненный водой капилляр

и среднее значение коэффициента интенсивности напряжений при несимметричном действии капиллярных сил

$$K_{1,t}^{1,1,C,m} = (K_{1,t}^{1,1,C,A} + K_{1,t}^{1,1,C,B})/2 = P_c \sqrt{2l_c} / \sqrt{\pi(l_c^2 - 4b^2)}. \quad (6.50)$$

Коэффициенты интенсивности напряжений от действия сил P_w определяются с учетом (6.29) и (6.30) из

$$K_{1,t}^{1,1,w,A} = \alpha_{1,w} \cdot \Delta TE_w \sqrt{l_c/2\pi} \left[\pi/2 - \arcsin(2b_c/l_c) - \sqrt{1 - (2b_c/l_c)^2} \right]; \quad (6.51)$$

$$K_{1,t}^{1,1,w,B} = \alpha_{1,w} \cdot \Delta TE_w \sqrt{l_c/2\pi} \left[\pi/2 - \arcsin(2b_c/l_c) + \sqrt{1 - (2b_c/l_c)^2} \right] \quad (6.52)$$

и среднее значение КИН

$$K_{1,t}^{1,1,w,m} = (K_{1,t}^{1,1,w,A} + K_{1,t}^{1,1,w,B})/2. \quad (6.53)$$

Интенсивность напряжений в каждой из вершин несимметрично заполненного водой капилляра может быть определена из

$$K_{1,t}^{1,1,A} = K_{1,t}^{1,1,C,A} - K_{1,t}^{1,1,w,A} + 1/2 K_{1,t}^{1,1,cs}, \quad (6.54)$$

$$K_{1,t}^{1,1,B} = K_{1,t}^{1,1,C,B} - K_{1,t}^{1,1,w,B} + 1/2 K_{1,t}^{1,1,cs}. \quad (6.55)$$

Если при замерзании воды в капилляре он был заполнен жидкостью несимметрично, тогда лед будет в одном из колен. Тогда на капилляр действует система сил, показанная на рис 6.13:

$$K_{1,t}^{1,2} = K_{1,t}^{1,2,i,m} + K_{1,t}^{1,2,cs}, \quad (6.56)$$

где $K_{1,t}^{1,2,i,m} = (K_{1,t}^{1,2,i,A} + K_{1,t}^{1,2,i,B}) / 2$; $K_{1,t}^{1,2,i,A}$ — КИН в вершине капилляра А от действия сил P_i ; $K_{1,t}^{1,2,i,B}$ — то же в точке В. С учетом (6.39) и (6.40)

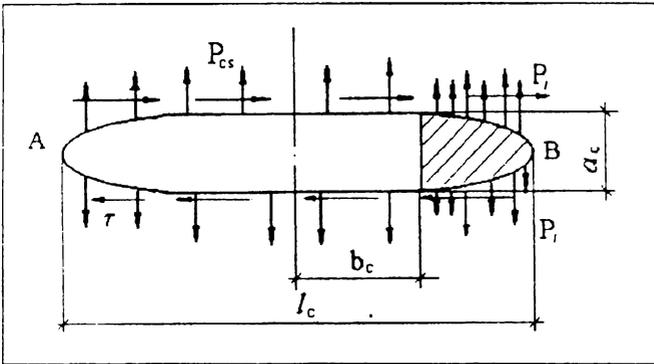


Рис. 6.13. Система сил, действующих на несимметрично заполненный льдом капилляр

$$K_{l,t}^{1,2,i,A} = \alpha_{t,i} \cdot \Delta TE_w \sqrt{l_c/2\pi} \left[\pi/2 - \arcsin(2b_c/l_c) - \sqrt{1 - (2b_c/l_c)^2} \right]; \quad (6.57)$$

$$K_{l,t}^{1,2,i,B} = \alpha_{t,i} \cdot \Delta TE_w \sqrt{l_c/2\pi} \left[\pi/2 - \arcsin(2b_c/l_c) + \sqrt{1 - (2b_c/l_c)^2} \right], \quad (6.58)$$

а среднее значение

$$K_{l,t}^{1,2,i,m} = (K_{l,t}^{1,2,i,A} + K_{l,t}^{1,2,i,B})/2. \quad (6.59)$$

Интенсивность напряжений в каждой из вершин несимметрично заполненной льдом трещины определяется по

$$K_{l,t}^{1,2,A} = K_{l,t}^{1,2,i,A} + 1/2 K_{l,t}^{1,2,cs}, \quad (6.60)$$

$$K_{l,t}^{1,2,B} = K_{l,t}^{1,2,i,B} + 1/2 K_{l,t}^{1,2,cs}. \quad (6.61)$$

Рассмотрим краевые трещины или незамкнутые капилляры (индекс II), выходящие на поверхность (грань) образца. В первом температурном диапазоне на трещину (пору) действует система сил, показанная на рис. 6.14, при этом

$$K_{l,t}^{II,I} = K_{l,t}^{II,I,C} - K_{l,t}^{II,I,w} + K_{l,t}^{II,I,cs}. \quad (6.62)$$

Принимая во внимание (6.10) и распределение нормальных напряжений в вершине краевой трещины, имеем

$$K_{I,t}^{II,1,C} = P_c \sqrt{2c} / \sqrt{\pi l_c (1 - (b_c / l_c)^c)}, \quad (6.63)$$

где $c = 2\pi^2 / (\pi^2 - 4)$.

Интенсивность напряжений в вершине краевого дефекта от линейного расширения поровой воды

$$K_{I,t}^{II,1,W} = 2 P_w \sqrt{l_c / \pi} \operatorname{rcos}(b_c / l_c) (1 + f(b_c / l_c)), \quad (6.64)$$

где $f(b_c / l_c) = 0,1215(1 - b_c / l_c)$.

С учетом (6.32) величина

$$K_{I,t}^{II,1,cs} = 2,243 \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs} \sqrt{\frac{l_c}{\pi}}, \quad (6.65)$$

определяет интенсивность напряжений, вызванных расширением кристаллической системы при увеличении температуры.

Если краевая трещина заполнена льдом, то на нее действует система сил, показанная на рис. 6.15:

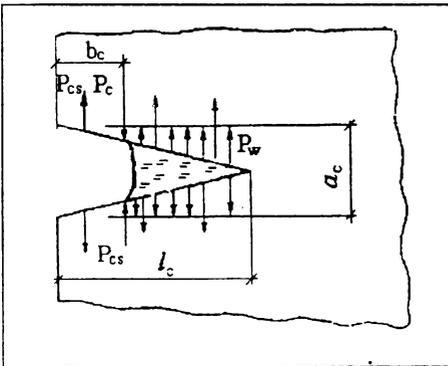


Рис. 6.14. Система сил, действующих на незамкнутый капилляр, заполненный водой

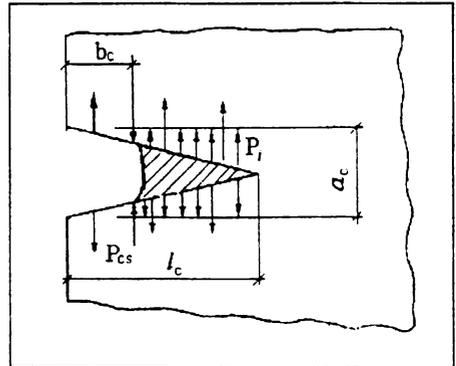


Рис. 6.15. Система сил, действующих на незамкнутый капилляр, заполненный льдом

$$K_{l,t}^{II,2} = K_{l,t}^{II,2,i} + K_{l,t}^{II,2,cs}. \quad (6.66)$$

где первое слагаемое определяется по:

$$K_{l,t}^{II,2,i} = 2P_i \sqrt{l_c / \pi} \arccos(b_c / l_c) (1 + f(b_c / l_c)). \quad (6.67)$$

Для вычисления полных деформаций, вызванных напряженным состоянием вокруг пустот – пор и трещин, как замкнутых с симметричным или односторонним приложением внутренних сил, так и краевых незамкнутых, желательно учесть распределение этих дефектов в цементном камне или в матрице.

Рассмотрим радиальные трещины – индекс II (рис. 6.8). В результате капиллярных процессов происходят некоторые деформации в гидратированной массе, свободному течению которых мешают негидратированные жесткие зерна, модуль упругости которых больше, чем модуль упругости гидратированной массы. Тогда трещину II и систему сил, вызывающую ее развитие, представим как показано на рис. 6.16.

Давление p найдем из

$$p = \varepsilon_{gm}^I E_{gm}, \quad (6.68)$$

где ε_{gm}^I определится для каждого диапазона температур по одной из следующих формул:

$$\varepsilon_{gm}^{1,1} = [P_c + P_{cs} l_c^{1,1} g_c - 2P_w g_c (l_c^{1,1} / 2 - b_c) G_{lc} / [l_c^{1,1} a_c^{1,1} (K_{l,t}^{1,1})^2]; \quad (6.69)$$

$$\varepsilon_{gm}^{1,2} = [2P_i (l_c^{1,2} / 2 - b_c) + P_{cs} l_c^{1,2} g_c] G_{lc} / [l_c^{1,2} a_c^{1,2} (K_{l,t}^{1,2})^2]; \quad (6.70)$$

и

$$\varepsilon_{gm}^{1,3} = [P_s \sqrt{\pi} l_c^{1,3} a_c^{1,3} - P_{cs} l_c^{1,3} g_c] G_{lc} / [l_c^{1,3} a_c^{1,3} (K_{l,t}^{1,3})^2]. \quad (6.71)$$

Здесь индексы у параметров капилляров проставлены, чтобы различать их для диапазонов Т.

Тогда величину $K_{l,t}^{III}$ определим из

$$K_{l,t}^{III} = p \sqrt{\pi \cdot l} \{ [1 - \alpha(r)] f(l/R) (M-R)^2 / [(M-R)^2 - r^2] \} (1 + g), \tag{6.72}$$

где $\alpha(r) = 2(1-\mu_1) r / \{ r^2 + (1-2\mu_1) (M-R)^2 + [(M-R)^2 - r^2] (1-\mu_2)(M-R) \cdot E_1 / [(1+\mu_1)(M-R-l) E_2] \}$; $g = (1,7 + 14\alpha_0) l / (M-2R)$;

$r = l + R$; $\alpha_0 = G_1 / G_2$; G_1 – модуль сдвига матрицы,* G_2 – модуль сдвига заполнителя; $f(l/R) = 2,26 - 1/R \cdot 0,15 l$; R – средний радиус негидратированного зерна; M – расстояние между зернами (рис. 6.8); l – длина радиальной трещины. Ширина раскрытия такой трещины определяется по формуле

$$a^{III}_{ср} = (2 \pi / E_1) p \ln[(l - \sqrt{(l^2 - R^2)}) / (l + \sqrt{(l^2 - R^2)})]. \tag{6.73}$$

Если вычисленные по (6.69), (6.70) или (6.71) деформации имеют отрицательные значения, то в гидратированном пространстве

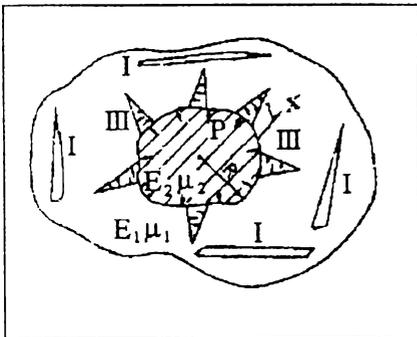


Рис. 6.16. Радиальные трещины в гидратированной массе

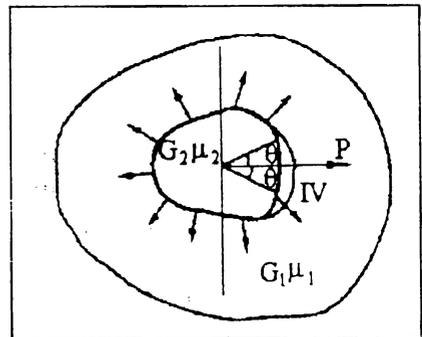


Рис. 6.17. Контактные трещины на границе “негидратированное зерно - гидратированная масса”

* Здесь бетон рассматривается на более высоком уровне, поэтому индекс “сs” мы заменили на “m”.

происходит сжатие, и трещина возникает на контуре соединения негидратированного зерна и гидратированной массы (рис. 6.17) – индекс IV. Тогда длина трещины определяется центральным углом, а интенсивность напряжений

$$K_{I,t}^{IV} = 2p(1+\alpha)^{-1} \sqrt{\pi R \sin \theta} \{G_2(1+\chi_1)[G_2(1+\chi_1) + G_1(1+\chi_2)] l^{\beta(\theta+\pi)}\} / \{((G_2+G_1\chi_2)[G_1(1+\chi_2)+2G_2(1+\chi_1)]-G_1(1+\chi_2)(G_1+G_2\chi_1)(\cos\theta-2p\sin\theta) l^{-2\beta\theta}) l^{-2\beta\theta}\}, \quad (6.74)$$

где $\chi_1 = (3 - \mu_1) / (1 + \mu_1)$; $\chi_2 = (3 - \mu_2) / (1 + \mu_2)$; $\beta = (1/(2\pi)) \ln \alpha$
 $\alpha = (G_2 + G_1\chi_2)(G_1 + G_2\chi_1)$.

Величину $K_{II,t}^{IV}$ для трещин, развивающихся по механизму поперечного сдвига, определим из зависимости

$$K_{II,t}^{IV} = 2p R^\beta (1+\alpha)^{-1} \sqrt{\pi R} \sin \theta \{G_2(1+\chi_1)[G_2(1+\chi_1) + G_1(1+\chi_2)] \cdot (1-2\beta) l^{\beta(\theta+\pi)}\} l^{-\beta \ln 2 \sin \theta} / \{((G_2 + G_1\chi_2)[G_1(1+\chi_2 + 2G_2(1+\chi_1))] - G_1(1+\chi_2) \times (G_1+G_2\chi_1)(\cos\theta-2p\sin\theta)^{-2\beta\theta})\}. \quad (6.75)$$

Величину $K_{I,t}^{ук}$ возможно определить из

$$K_{I,t}^{ук} = \sqrt{\pi l_c} \alpha_{t,ук} E_{ук} g' (\Delta T) / (1-\nu^2), \quad (6.76)$$

где ΔT – исходный перепад температур между телом и окружающей средой; g' – параметр, зависящий от геометрии тела, коэффициента теплопередачи (от тела в окружающую среду) и теплопроводности; для цементного камня допускается принимать $g' = 0,7$.

Текущие значения l_c , вычисленные по зависимости $K_{I(t)} = f(l_c)$, используются для определения прочности цементного камня в процессе изменения температурно-влажностных параметров:

$$R^{ук} = 2 \sqrt{\pi} K_{Ic}^{ук} / \sqrt{(l_c + \Delta l_{crc}) a_c / (5l_c)}. \quad (6.77)$$

Нижняя граница микротрещинообразования с учетом [2]

$$R_{\text{сгс}}^{\circ} = 2,8K_{\text{IC}}^{\text{ук}} \pi^{3/2} \sqrt{E_2 / E_1 (1 + 2V_2)} / \sqrt{l_{\text{hg}} E_2 / E_1 V_2}, \quad (6.78)$$

где V_2 – содержание в цементном камне негидратированных зерен.

В построении данной модели большую роль играет корректное знание основных характеристик трещиностойкости K_{IC} и G_{IC} для цементного камня, в том числе и с учетом изменения его влажности и температуры.

Обобщив имеющиеся малочисленные экспериментальные данные по величине $K_{\text{IC}}^{\text{ук}}$, можно отметить, что определяющее влияние на нее имеет пористость цементного камня, напрямую зависящая от В/Ц. Величина $K_{\text{IC}}^{\text{ук}}$ в зависимости от В/Ц приведена в табл. 6.1*.

Таблица 6.1

Зависимость В/Ц от $K_{\text{IC}}^{\text{ук}}$

В/Ц	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$K_{\text{IC}}^{\text{ук}}$	0,45	0,24	0,20	0,18	0,15	0,12

Зависимости величины $K_{\text{IC}}^{\text{ук}} (W) / K_{\text{I}}^{\text{ук}}$ и $K_{\text{IC}}^{\text{ук}} (T) / K_{\text{I}}^{\text{ук}}$ от величины W и T соответственно показаны на рисунках 6.18 и 6.19.

Построенная модель может быть применена и на макроуровне для цементно-песчаного раствора или бетона, т.е. модель является иерархической системой, пригодной для описания процессов разрушения (деструкции) бетона на любых уровнях рассмотрения его структуры. Пустоты в виде капилляров на макроуровне рассматриваются как микро- и макротрещины, негидратированная масса – как зерна мелкого (цементно-песчаный раствор) или крупного (бетон) заполнителя, а гидратированная часть – как собственно цементный камень на макроуровне (цементно-песчаный раствор) или раствор (бетон).

* Именно по табл. 6.1 было принято значение $K_{\text{IC}}^{\text{ук}}$ при вычислениях по формуле (6.18).

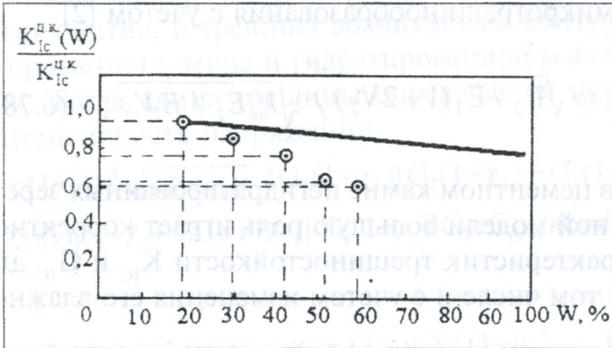


Рис. 6.18. Зависимость трещиностойкости цементного камня от его влажности: — теоретическая кривая; ⊙ — опытные точки

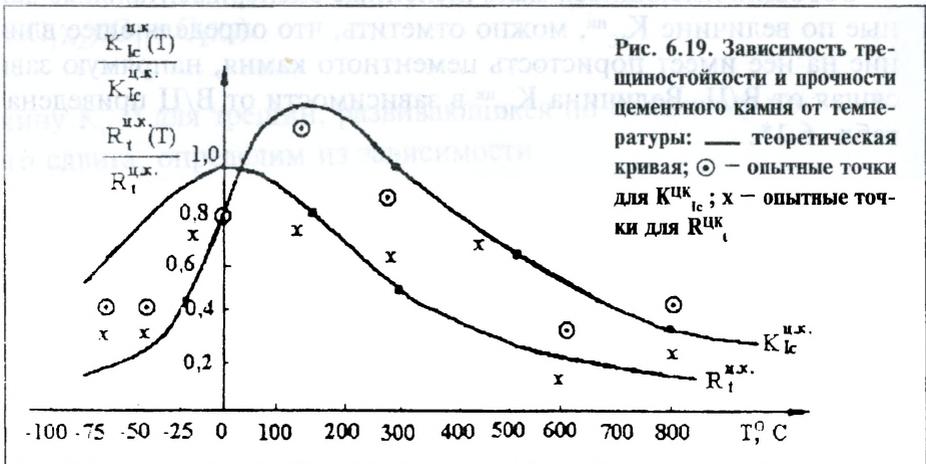


Рис. 6.19. Зависимость трещиностойкости и прочности цементного камня от температуры: — теоретическая кривая; ⊙ — опытные точки для K_{Lc}^{crack} ; x — опытные точки для R_t^{crack}

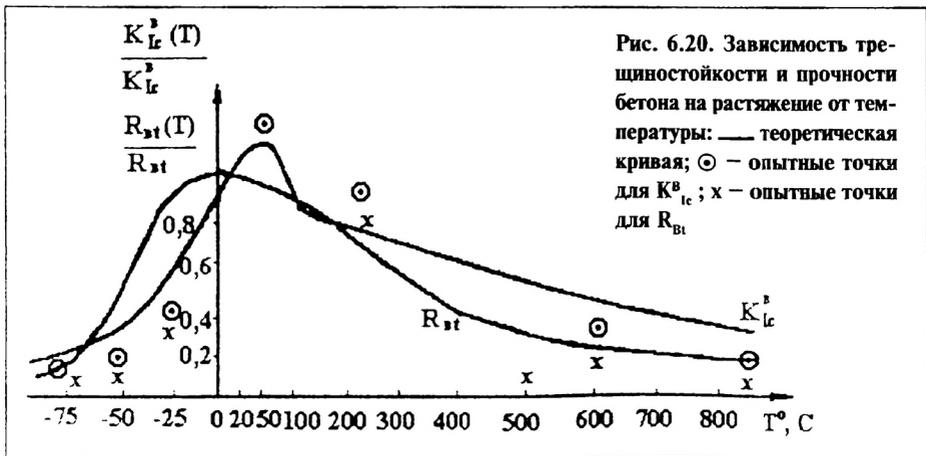


Рис. 6.20. Зависимость трещиностойкости и прочности бетона на растяжение от температуры: — теоретическая кривая; ⊙ — опытные точки для K_{Lc}^β ; x — опытные точки для $R_{\beta t}$

Введя соответствующие характеристики для материалов заполнителя и цементно-песчаного раствора, можно получить деформативные и прочностные параметры развивающихся трещин для бетона в случае изменения его влажности и температуры. При этом теоретически полученные значения основной характеристики трещиностойкости K_{IC} и значения R_{bt} при изменяющихся параметрах T и W практически дублируют нелинейные зависимости на рис. 6.19 и 6.20. Здесь важно учесть то различие в разрушении бетонов на легком и тяжелом заполнителях, о котором мы уже говорили. В легких бетонах не возникают контактные трещины на границе “матрица – заполнитель”, и поэтому значения K_{IC} и K_{IIC} по формулам (6.72) и (6.74) не определяются. В графике 6.20 учтены результаты исследований на обычном тяжелом бетоне, и, как следует из анализа результатов, соответствие между опытными точками и теоретическими нелинейными зависимостями достаточно хорошее, что говорит о возможности использования модели на всех структурных уровнях бетона.

6.5. Определение основных характеристик трещиностойкости бетона на любом уровне его иерархического строения

Коэффициенты интенсивности напряжений в вершине трещиновидного дефекта в материале, структура которого содержит другие микро- и макроповреждения, отражают в своем численном значении влияние этих повреждений на напряженно-деформированное состояние как вокруг дефекта, так и всего объема материала. Учесть это суммарное влияние возможно, рассмотрев все микро- и макродефекты на всех уровнях иерархического строения композита. Каждая из пор и трещин в бетоне создает некое поле напряжений вокруг себя. Если считать, что эти поры и трещины располагаются в объеме бетона с некоторой периодичностью*, то поля напря-

* Такая периодичность, безусловно, существует — природа не терпит случайностей. Вероятно, даже структура бетона не случайна, просто мы еще не познали этой закономерности. Ж.-П. Сартр писал: “Случайностей не существует: если вы думаете о лошади, а, скажем, не о шляпе, и на это есть глубокая причина. Мы вместе будем эту причину искать. И чем ближе к ней подойдем ... тем менее тяжело вам будет раскрыть эту причину”.

жений и деформаций накладываются друг на друга, что создает сложное напряженно-деформированное состояние. Базируясь на рассмотренных выше закономерностях процесса разрушения бетона, разделим все дефекты структуры, как исходные, так и развившиеся в результате силовых и несиловых воздействий, на пять основных видов:

1А – округлые пустоты – поры с выходящими на их границы субмикротрещинами, образовавшимися в результате концентрации напряжений вокруг кругового отверстия;

2В – эллипсоидные пустоты – поры с выходящими на их границы микротрещинами;

3С – мезотрещиновидные дефекты в теле бетона (эти три вида составляют тип I по классификации § 6.4.);

4D – краевые трещиновидные дефекты (тип II, см., например, (6.62));

5Е – радиальные и контактные трещины вокруг зерен и включений (типы III и IV).

Содержание пустот – пор и трещин видов 1 ... 4 зависит от пористости бетона, а вида 5 – и от объемного содержания зерен мелкого или крупного заполнителя, причем эти трещины на границе цементного камня и зерен заполнителя характеризуют мезо- и макроуровень рассмотрения структуры бетона. Объемное содержание каждого вида пустот – пор и трещин в зависимости от пористости материала и объемного содержания заполнителя приведено в табл. 6.2. Каждому виду повреждений соответствует свое значение коэффициента интенсивности напряжений, степень влияния и величина которого на общую трещиностойкость материала зависят от количества данного вида пор и трещин в объеме бетона. Применяя принцип независимости действия сил и считая, что пустоты – поры и трещины распределены равномерно по всему объему материала, можно записать:

– для субмикро-, микро- и мезоуровней

$$K_1 = n_1 K_1^1 + n_2 K_1^2 + n_3 K_1^3 + (1 - n_1 - n_2 - n_3) K_1^4, \quad (6.79)$$

где K_1^1 , K_1^2 , K_1^3 , K_1^4 – коэффициенты интенсивности напряже-

ний* соответственно в вершинах микродефектов I, 2, 3 и 4 вида; n_1, n_2, n_3 – содержание микродефектов 2 и 3 видов в общем количестве микроповреждений;

- для мезо- и макроуровней

$$K_I = n_1 K_I^1 + n_2 K_I^2 + n_3 K_I^3 + n_4 K_I^4 + (1 - n_1 - n_2 - n_3 - n_4) K_I^5, \quad (6.80)$$

где K_I^5 — коэффициент интенсивности напряжений в вершинах радиальных и контактных трещин на границе с зернами мелкого и крупного заполнителей; n_4 — содержание краевых трещин в общем количестве повреждений.

Величины $K_I^1 \dots K_I^5$ вычисляются по табл. 6.3 в зависимости от содержания пустот — пор и трещин данного вида в общем количестве повреждений. Тогда окончательно:

- для субмикро-, микро- и мезоуровней

$$K_I = p \sqrt{\pi} \{ n_1 A \sqrt{[L_I(1 + R / (R + L_I))] + n_2 B \sqrt{(a + L_2)} + n_3 C \sqrt{L_3} + (1 - n_1 - n_2 - n_3) D \sqrt{L_4} \}, \quad (6.81)$$

где $R = 5 \cdot 10^{-7}$ м, $L_1 = 1 \cdot 10^{-8}$ м, $L_2 = 1 \cdot 10^{-8}$ м, $L_3 = 5 \cdot 10^{-5}$ м, $L_4 = 5 \cdot 10^{-5}$ м, $a = 5 \cdot 10^{-6}$ м, L_1, L_4 — полудлина (длина) дефектов или пустот — пор, А, В, С, D — коэффициенты, приведенные в табл. 6.3 над чертой (не путать с коэффициентами в формулах расчета ползучести и виброползучести);

- для мезо- и макроуровней

$$K_I = p \sqrt{\pi} \{ n_1 A \sqrt{[L_I(1 + R / (R + L_I))] + n_2 B \sqrt{(a + L_2)} + n_3 C \sqrt{L_3} + n_4 D \sqrt{L_4} + (1 - n_1 - n_2 - n_3 - n_4) E \sqrt{L_5 / 2} \}, \quad (6.82)$$

* Здесь нам надо быть внимательными и не путать индексы со степенью (так же в (6.79), (6.80), (6.83), (6.84)). Уже одно разнообразие и количество индексов говорит о сложности процессов накопления повреждений в бетоне, а многообразие типов трещин и дефектов структуры, для маркировки которых нам не хватает римских и арабских цифр - в самом деле, не использовать же древнемонгольские!

где $R = 5 \cdot 10^{-7}$ м, $L_1 = 1 \cdot 10^{-8}$ м, $L_2 = 1 \cdot 10^{-8}$ м, $L_3 = 5 \cdot 10^{-3}$ м, $L_4 = 5 \cdot 10^{-3}$ м, $L_5 = D_{\max}^{\text{ag}}$, $a = 5 \cdot 10^{-6}$ м; D_{\max}^{ag} — максимальный диаметр зерна мелкого или крупного заполнителя в матрице или бетоне; L_5 — длина радиальной трещины; E — коэффициент, приведенный в табл. 6.3 над чертой (в дальнейшем, чтобы не вышла путаница, модуль упругости бетона — с индексом b).

Величину K_{II} можно определить по коэффициентам C , D и E , приведенным в табл. 6.3 под чертой. Отметим, что сдвиговые напряжения в вершинах пустот — пор типов 1 и 2 не возникают. Тогда на субмикро-, микро- и мезоуровнях

$$K_{II} = n_3 K_{II}^3 + (1 - n_3) K_{II}^4, \quad (6.83)$$

- на мезо- и макроуровнях

$$K_{II} = n_3 K_{II}^3 + n_4 K_{II}^4 + (1 - n_3 - n_4) K_{II}^5, \quad (6.84)$$

где характерные размеры трещин 3 ... 5 принимаются для каждого из уровней рассмотрения в соответствии с (6.79) и (6.80).

Константу материала K_c определяем по формуле

$$K_c = \sqrt{(\sum K_I^2 + \sum K_{II}^2)}. \quad (6.85)$$

6.6. Расчет характеристики трещиностойкости с учетом временного фактора

Считая, что критическая длина трещин нормального отрыва одинакова как при кратковременном, так и при длительном действии нагрузки, релаксация величины критического коэффициента интенсивности напряжений во времени запишется в виде:

$$K_{IC}^b(t) / K_{IC}^b(28) = [\sigma_{bt}(t) / \sigma_{bt}(28)] \cdot \cdot 1 / \sqrt{[E_b(t) / E_b(28) + 2E_b(t) \cdot C_b(t, 28)]}. \quad (6.86)$$

Мы не первый раз возвращаемся к формуле (4.17), которая за-

писана здесь для $\tau = 28$ суток. Все это говорит о ее колоссальном значении для прогнозирования долговечности бетона.

Величина $C(\infty, 28)$ определяется по (4.29), а γ — по (4.30).

Будем считать, что сопротивление бетона сжатию и растяжению возрастает по логарифмической зависимости*:

$$R_{(t)} / R_{(t)}(28) = \lg t / \lg 28, \tag{6.87}$$

а модуль упругости бетона определим по формуле Уокера

$$E_b(28) = 1600 \sqrt{R_b}. \tag{6.88}$$

Подставляя (4.29), (4.30), (6.67) и (6.68) в (6.66), получим зависимость для определения величины $K_{IC}(t) / K_{IC}(28)$. По (6.66) вычислялись значения K_{IC} при подстановке ряда значений t .

Изменение величины K_{IC} во времени показано на рис. 6.21. Этот график в принципе дублирует рис. 6.1 с той лишь разницей, что здесь была заранее задана величина $t_{сч} = 28$ суток. Итак, из

расчетов видно, что K_{IC} релаксирует во времени. Этот факт исключительно важен в понимании всего процесса разрушения и проблемы долговечности, которая лимитируется уменьшающейся во времени трещиностой-

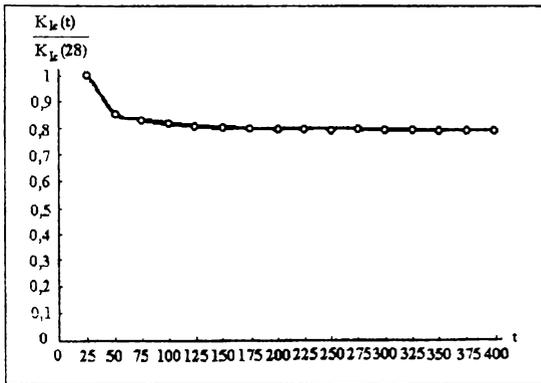


Рис. 6.21. Зависимость $K_{IC}(t) / K_{IC}(28)$

*Известная зависимость Б.Г.Скрамтаева, однако он не имел данных для очень старого бетона. В 70-х годах при исследовании бетона 50-летнего возраста Закавказской ГЭС было получено, что его прочность увеличилась за 50 лет на 40%, тогда как формула Скрамтаева дает значительно большие значения. Прочность бетона 40-летнего возраста в конструкциях моста — метро через реку Москва в Лужниках (это многострадальный мост, ремонт которого начался сразу после его ввода в эксплуатацию в 1959 году) увеличилась на 30-35%.

костью бетона. Тогда параметр трещиностойкости $K_c(t)$ определится по

$$K_c(t) = \sqrt{(K_{IC}(t))^2 + (K_{IIC}(t))^2}, \quad (6.89)$$

а основной критерий трещиностойкости

$$K(t) < K_c(t). \quad (6.90)$$

6.7. Алгоритмы расчета

6.7.1. Алгоритм расчета долговечности бетона по обобщенному критерию

Алгоритм содержит последовательность операций расчета как для подбора состава по известным параметрам внешних воздействий и характеристикам свойств компонентов бетона его технологическим параметрам и параметрам первичной защиты от коррозии, так и для определения остаточного ресурса бетона при его цементных составах и свойствах, а также по образцам, отобранным из эксплуатирующихся конструкций.

Алгоритм включает в себя (рис. 6.22):

1. Сведения о параметрах внешних воздействий (T , W , P , N , видах химических веществ).

2. Данные о свойствах компонентов бетона (глава 3).

3. Данные о свойствах бетона, его прочности R_b и R_{bt} , упругости E_b , трещиностойкости $R^0_{ср}$ и $Rn_{ср}$. (Зависимости 3.40 ... 3.43 § 3.2.4 и 6.78 § 6.4).

4. Операции по расчету пустотности бетона (общей, капиллярной, гелевой, содержанию воздуха) и классированию видов и количества пустот (табл. 6.2 § 6.5).

5. Операция по расчету K_{II} , K_{III} и определение класса бетона в исходном состоянии энергии разрушения (зависимости 6.79 ... 6.85 § 6.5 и табл. 6.3).

6. Операции по расчету критерия $K_c(\tau)$ из условия длительности только силовых воздействий (зависимости 6.86 ... 6.88 § 6.6).

7. Операции по расчету K_{II} , K_{III} при комплексе параметров вне-

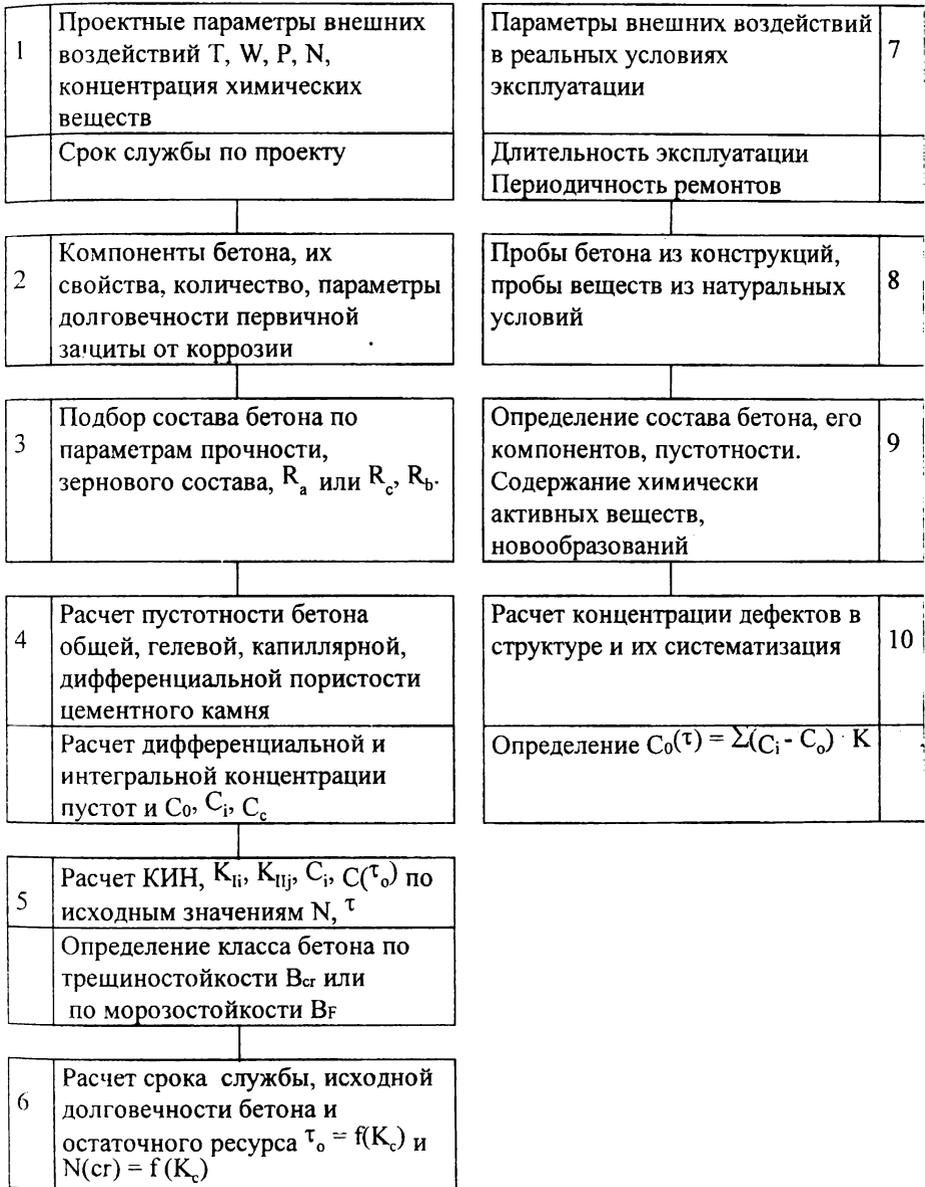


Рис. 6.22. Алгоритм расчета долговечности бетона

ших воздействий температуры, влажности, агрессивной среды (зависимости 6.8 ... 6.76 и 3.26, 3.27 § 3.3).

8. Операции по расчету критерия $K_c(t, \tau)$ из условия длительных внешних воздействий (с учетом 6 и 7).

9. Операции оценки результата и необходимости корректировок составов (зависимости 3.8 и 3.9 и табл. 6.7).

6.7.2. Расчет элементов конструкций на усталостную долговечность

Долговечность можно определить и на основе зависимостей глав 4 и 5 (по времени и по числу циклов). Здесь мы приводим алгоритм расчета (возможна и другая последовательность) на долговечность по числу циклов в связи с ростом трещины:

1. Выявить максимальную длину трещины, существующую в элементе, и подобрать наиболее подходящую зависимость для коэффициента интенсивности напряжений.

2. По параметру трещиностойкости K_c и номинальному напряжению в сечении трещины определяем критическую длину трещины $l_{кр}^r$ по критерию Ирвина.

3. По зависимостям (3.8), (3.10) и (3.12) определяются значения K_{IC} , R_H и R_T .

4. По уравнению (5.8) определяем число циклов (циклическую долговечность), за которое известная исходная трещина l^0 достигает критической (заданной) величины: $l_{кр}^r = l^0 + \Delta l_{кр}$. Если долговечность задана и она не обеспечена расчетом, то можно либо применить бетон с более высоким значением K_c , либо уменьшить ρ и δ_{max} .

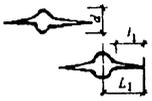
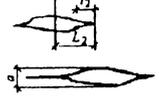
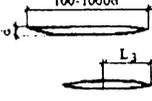
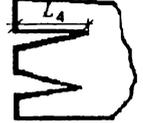
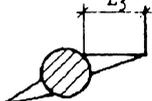
6.8. Категории долговечности бетона

6.8.1. Прогноз долговечности бетона и нормирование основной характеристики трещиностойкости

Определение (прогноз) долговечности бетона некоторого состава требует знания процессов, происходящих в нем во времени. Как известно, основная величина, характеризующая эти процессы, — мера ползучести — является по существу интегральным параметром деформируемости бетона и в том числе кинетики развития дефектности его структуры, причем изменение величины $C(t, \tau)$ во вре-

Таблица 6.2

Содержание пор и трещиновидных дефектов в единице объема бетона (%)

Характеристики		1.	2.	3.	4.	5.
пористость	объемное содержание заполнителя					
		I	I	I	II	III, IV
0.02	0	40	30	25	5	0
	0.1	38	28	24	5	5
	0.2	36	26	24	4	10
	0.3	34	24	23	4	15
	0.4	33	23	20	4	20
0.04	0	30	30	30	10	0
	0.1	28	28	29	9	6
	0.2	26	26	28	8	12
	0.3	25	25	25	7	18
	0.4	24	24	23	5	24

Продолжение таблицы 6.2

1	2	3	4	5	6	7
0,06	0	30	26	26	16	0
	0,1	26	26	26	15	7
	0,2	24	24	25	13	14
	0,3	22	22	23	12	21
0,08	0,4	20	20	21	11	28
	0	29	26	26	19	0
	0,1	25	25	25	17	8
	0,2	23	23	23	15	16
0,10	0,3	20	20	21	15	24
	0,4	19	15	20	14	32
	0	28	27	25	20	0
	0,1	27	24	21	19	9
0,12	0,2	26	20	20	16	18
	0,3	22	19	16	16	27
	0,4	20	18	16	10	36
	0	27	23	25	25	0
0,12	0,1	26	20	22	22	10
	0,2	22	18	21	19	20
	0,3	20	17	19	14	30
	0,4	20	14	18	8	40

Таблица 6.3

Коэффициенты интенсивности напряжений с учетом содержания пустот, капилляров, трещин в цементном камне

Содержание пор $n_1 \dots n_5$, %	1.	2.	3.	4.	5.
	I	I	I	II	III и IV
	$K_{IC} = A_p \sqrt{\pi l_1 (1 + d/l_1)}$	$K_{IC} = B_p \sqrt{\pi (a + l_2)}$	$K_{IC} = C_p \sqrt{\pi l_3}$ $K_{IIC} = C_\tau \sqrt{\pi l_3}$	$K_{IC} = D_p \sqrt{\pi l_4}$ $K_{IIC} = D_\tau \sqrt{\pi l_4}$	$K_{IC} = E_p \sqrt{\pi l_5 / 2}$ $K_{IIC} = E_\tau \sqrt{\pi l_5 / 2}$
	A	B	C	D	E
5	1,733	1,0550	1,0122/1,0205	0,2303/0,2004	0,643/0,060
10	1,912	1,1003	1,0212/1,0417	0,3116/0,1997	0,651/0,061
15	2,067	1,2794	1,0480/1,0630	0,3992/0,1901	0,657/0,063
20	2,235	1,4212	1,1,0647/1,0890	0,4570/0,1762	0,682/0,068
25	2,506	1,6517	1,1010/1,1812	0,5640/0,1592	0,701/0,072
30	2,973	1,8432	1,1535/1,2810	0,6810/0,1446	0,793/0,081
35	3,084	2,0020	1,4032/1,4216	0,7632/0,1410	0,854/0,087
40	3,512	2,1760	1,5547/1,5732	0,8720/0,1337	0,892/0,092

мени является следствием изменения размера, количества пустот — пор, капилляров, микро- и макротрещин, содержания влаги в дефектах структуры, а в некоторых случаях (например, при изменении температуры) и кристаллического строения системы. Поэтому величина $C(t, \tau)$ в значительной мере зависит от температуры. Если принять меру ползучести бетона по теории старения, то подлежащими систематизации параметрами для нормирования долговечности бетона по его трещиностойкости будут величины $C(\infty, \tau)$ и γ , знание которых позволит прогнозировать величину критического коэффициента интенсивности напряжений во времени и тем самым найти его базовые значения для определения минимальной долговечности бетона и сроков безопасной эксплуатации конструкций из него. Величины $C(\infty, \tau)$ и γ напрямую зависят от состава бетона, доминирующее влияние на ползучесть которого оказывает содержание крупного заполнителя K_{la} и В/Ц (пористость). Поэтому в таблицах 6.4, 6.5 и 6.6 приведены величины $C(\infty, \tau)$ и γ в зависимости от этих характеристик для трех базовых значений температуры: $T = 0^\circ\text{C}$; -60°C и 600°C . Анализ таблиц, данные для которых получены из функциональных зависимостей механики разрушения бетона $K_I = f(\text{В/Ц}, Q_{la})$ и $C(\infty, t) = f(K_I, K_{II})$; $\gamma = f(K_I, K_{II})$, показывает: с увеличением T ползучесть также увеличивается, что сказывается на характере стабилизации величин K_I и K_{II} во времени. На рис. 6.23

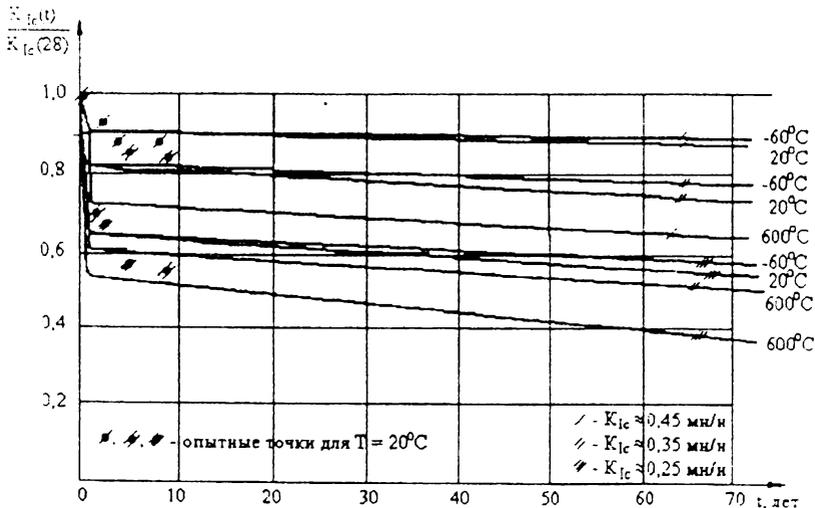


Рис. 6.23. Аналитические кривые и экспериментальные точки релаксации величины K_{Ic} во времени при различных параметрах T

показаны аналитические нелинейные зависимости изменения величины $K_{IC}(t) / K_{IC}(28)$ во времени, полученные по данным таблиц 6.4, 6.5 и 6.6 для различных температур для бетонов высокой, средней и низкой трещиностойкости, где отчетливо наблюдается различный характер изменения основных параметров трещиностойкости этих бетонов при возрастании температуры.

По данным таблиц 6.4 ... 6.6 и рис. 6.23 возможно определить требуемые значения основной характеристики трещиностойкости бетона, необходимой для его структурной стойкости в течение определенного периода эксплуатации в различных температурных диапазонах, когда значение T постоянно (в пределах данного диапазона) на протяжении длительного времени.

Адекватность построенных теоретических моделей показана на рис. 6.23, где точками нанесены данные по K_{IC}^b бетона во времени, полученные из экспериментов при длительном нагружении плит с отверстием, где величина $K_{IC}(t)$ определялась по (4.17). Из сопоставления опытных данных и аналитически полученных зависимостей $K_{IC}^b = f(t)$ видно их хорошее соответствие, что служит подтверждением правильности построения моделей.

6.8.2. Категории долговечности

и параметры критической трещиностойкости

Долговечность бетона при внешних воздействиях формулируется

Таблица 6.4

Характеристики ползучести бетона при $T = 20^\circ C$

(в круглых скобках даны значения K_{IC})

В/Ц	$C(\infty, \tau) \cdot 10^{-4}, 1/ \text{МПа} \quad \gamma \cdot 10^{-3}, 1/\text{сут} \quad (K_{IC}, \text{МН/м}^{3/2})$			
	$K_{Ia}=0,35$	$K_{Ia}=0,40$	$K_{Ia}=0,45$	$K_{Ia}=0,50$
0,40	1,04/0,89 (0,45)	1,15/0,95 (0,42)	1,27/1,02 (0,39)	1,41/1,09 (0,36)
0,45	1,27/1,01 (0,42)	1,40/1,09 (0,36)	1,56/1,17 (0,36)	1,74/1,27 (0,33)
0,50	1,49/1,14 (0,39)	1,66/1,23 (0,36)	1,86/1,34 (0,33)	2,10/1,46 (0,30)
0,55	1,72/1,25 (0,36)	1,93/1,37 (0,33)	2,19/1,51 (0,30)	2,50/1,67 (0,27)
0,60	1,95/1,38 (0,34)	2,21/1,52 (0,31)	2,53/1,69 (0,28)	2,93/1,91 (0,25)

Таблица 6.5

**Характеристика ползучести бетона при $T = -60^{\circ}\text{C}$
(в круглых скобках даны значения K_{IC})**

В/Ц	$C(\infty, \tau) \cdot 10^{-4}$, 1/ МПа $\gamma \cdot 10^{-3}$, 1/сут (K_{IC}^b , МН/м ^{3/2})			
	$K_{Ia}=0,35$	$K_{Ia}=0,40$	$K_{Ia}=0,45$	$K_{Ia}=0,50$
0,40	0,89/0,81 (0,50)	0,98/0,86 (0,46)	1,10/0,93 (0,43)	1,22/0,99 (0,40)
0,45	1,09/0,92 (0,46)	1,22/0,99 (0,43)	1,36/1,06 (0,36)	1,52/1,15 (0,36)
0,50	1,30/1,03 (0,43)	1,46/1,11 (0,40)	1,64/1,22 (0,36)	1,85/1,33 (0,33)
0,55	1,50/1,10 (0,40)	1,69/1,25 (0,36)	1,93/1,37 (0,33)	2,20/1,52 (0,31)
0,60	1,72/1,26 (0,37)	1,95/1,38 (0,34)	2,24/1,54 (0,31)	2,61/1,74 (0,28)

Таблица 6.6

**Характеристика ползучести бетона при $T = 600^{\circ}\text{C}$
(в круглых скобках даны значения K_{IC})**

В/Ц	$C(\infty, \tau) \cdot 10^{-4}$, 1/ МПа $\gamma \cdot 10^{-3}$, 1/сут (K_{IC} , МН/м ^{3/2})			
	$K_{Ia}=0,35$	$K_{Ia}=0,40$	$K_{Ia}=0,45$	$K_{Ia}=0,50$
0,40	2,15/1,49 (0,27)	2,33/1,58 (0,25)	2,54/1,70 (0,23)	2,76/1,82 (0,22)
0,45	2,33/1,58 (0,25)	2,76/1,82 (0,23)	3,01/1,95 (0,22)	3,32/2,12 (0,20)
0,50	2,81/1,90 (0,23)	3,20/2,05 (0,22)	3,47/2,23 (0,20)	3,92/2,44 (0,18)
0,55	3,26/2,08 (0,22)	3,64/2,28 (0,20)	4,07/2,52 (0,18)	4,56/2,78 (0,16)
0,60	3,66/2,30 (0,20)	4,10/2,54 (0,18)	4,63/2,82 (0,17)	5,31/3,18 (0,15)

Таблица 6.7

**Зависимость категорий долговечности А, В, С бетона
от аналитических параметров критической
трещиностойкости K_{IC}^p и K_{IIC}^p**

Классы бетона по энергии разрушения (по прочности)	$B_G - 90$ (В-20)			$B_G - 105$ (В-30)			$B_G - 120$ (В-40)		
	А	В	С	А	В	С	А	В	С
Коэффициент интенсивности напряжений при отрыве K_{IC} , МН/м ^{3/2}	0,6-0,8	0,8-0,9	0,9-1,05	0,5-0,7	0,7-0,85	0,85-0,95	0,4-0,6	0,6-0,8	0,8-0,9
Коэффициент интенсивности напряжений при сдвиге K_{IIC} , МН/м ^{3/2}	6,9-9,2	9,2-10,8	10,8-12,2	5,8-8,1	8,1-9,8	9,8-11,1	4,7-6,8	6,8-8,6	8,6-11,0
Критерий трещиностойкости $K_c = \sqrt{K_{IC}^2 + K_{IIC}^2}$, МН/м ^{3/2}	6,92-9,23	9,23-10,84	10,84-12,24	5,82-8,13	8,13-9,84	9,84-11,14	4,7-6,82	6,82-8,63	8,63-11,04

Категории долговечности охватывают диапазон времени: А – до 30 лет; В – 30 ... 70 лет; С – свыше 70 лет.

как состояние эксплуатационной пригодности, характеризуемое свойствами сплошности, трещиноватости, вязкости разрушения структуры, оцениваемое показателями критической трещиностойкости $K_{I(II)C}$, приведенными в табл. 6.7 для временных категорий долговечности А, В и С.

Признаками исчерпания предела долговечности рассчитываемых составов бетона и бетонных элементов во временных категориях А, В, С являются значения $K_{I(II)C}$ ниже установленных в табл. 6.7. Классы по долговечности установлены для $T = 20^\circ C$. Для других температурных условий выполняется соответствующий пересчет по данным таблиц 6.5 и 6.6.

Глава 7

Специальные задачи и приложения механики разрушения бетона

7.1. Иллюстрационная задача

Попробуем на простейшем примере проанализировать различие в способах расчета, основанных на классической теории прочности и на методах механики разрушения. Допустим, бетонная балка жестко заделана одним концом в стену. Какую максимальную нагрузку P можно приложить к краю консоли? (Вопрос можно поставить по-другому: могут ли двое из авторов этой книги спокойно выйти на балкон, если нагрузка в этом случае, поверьте, будет очень значительной?)*

Самые большие растягивающие напряжения будут действовать на верхней грани балки у ее заделанного конца. Тогда

$$\sigma_{\max} = \frac{6PL}{bh^2}, \quad (7.1)$$

где b и h – размеры поперечного сечения, L – длина балки. При некоторой нагрузке P и напряжениях

$$\sigma_{\max} < R_{bt} / n \quad (7.2)$$

балка не разрушится. В (7.2) n – коэффициент безопасности. Итак, согласно классической теории сопротивления материалов несущая способность консольной балки будет ограничена сверху нагрузкой

* Двое из авторов, действительно, ребята не хилые. По классификации знаменитого режиссера из Грузии А.Вахтангова, силуэт которого тоже мало напоминает карельскую березу, все мы “в меру упитанные люди”.

$$P = R_{bt} \frac{bh^2}{6Ln} . \tag{7.3}$$

В реальном бетоне всегда есть относительно большое количество пустот – пор, дефектов структуры, усадочных трещин и т.д. Допустим, что такой дефект образовался у верхней грани балки, как раз у места ее заделки в стену: мы обязаны рассматривать именно этот – самый неблагоприятный случай. Если трещина имеет длину (глубину) $l_{crс}$, значительно меньшую высоты балки, коэффициент интенсивности напряжений определяется по формуле

$$K_I = 1,12\sigma_{max} \sqrt{\pi l} . \tag{7.4}$$

По критерию Ирвина, эксплуатация будет безопасной, если

$$K_I < \frac{K_{IC}}{n} . \tag{7.5}$$

Тогда, подставив (7.1) и (7.4) в (7.5), имеем

$$P = K_{IC} \frac{1}{\sqrt{\pi l_{crс}}} \frac{bh^2}{6,72Ln} . \tag{7.6}$$

При внешней идентичности (7.3) и (7.6) между этими зависимостями существует два различия. Во-первых, в (7.6) содержится новый физический параметр — длина трещины, именно тот параметр, который обеспечивает диктуемое практикой требование безопасности и надежности. Во-вторых, попробуем привести (7.6) к виду (7.3): примем, что длина дефекта структуры трещины усадки 1 см, или 0,01 м, а K_{IC} свяжем с R_{bt} по линейной зависимости (3.17), тогда согласно [3] при объемном содержании мелкого заполнителя $K_{sa} = 0,2$ коэффициент пропорциональности $a = 0,15$ и, следовательно, $K_{IC} = 0,15 R_{bt}$. Тогда

$$P = 0,15R_{bt} \frac{1}{\sqrt{\pi \cdot 0,01}} \frac{bh^2 \cdot 6}{6,72 \cdot 6 \cdot Ln} = 0,76R_{bt} \frac{bh^2}{6Ln}, \quad (7.7)$$

т.е. при длине начальной трещины 1 см (любого раскрытия, любой ширины по фронту!) несущая способность балки составит 76% от аналогичной из бетона идеальной бездефектной структуры. При $l_{кр} = 0,03$ м несущая способность составит только 43%.

7.2. Расчет железобетонных элементов на основе энергетической концепции Гриффитса

В этой иллюстрационной главе мы решили продемонстрировать вам потрясающие возможности методов механики разрушения бетона, применив ее основные методы, параметры и критерии для расчета железобетонных изгибаемых элементов. Будем исходить из того факта, что в процессе разрушения в нормальном сечении изгибаемого элемента образуются и развиваются не только всем нам знакомые вертикальные трещины в растянутой части сечения, но и горизонтальные – в его сжатой части. Если внимательно посмотреть на разрушенную железобетонную балку, то легко заметить горизонтальные трещины у верхней грани элемента (рис. 7.1), во многом лимитирующие несущую способность элемента. Еще раз напомним, что разрушение структуры материала и всей конструкции или сооружения происходит не мгновенно, это растянутый во времени процесс, начинающийся с момента изготовления, поэтому будем считать, что в процессе разрушения в железобетонном элементе наблюдаются следующие четыре основные стадии напряженно-деформированного состояния (все эти стадии

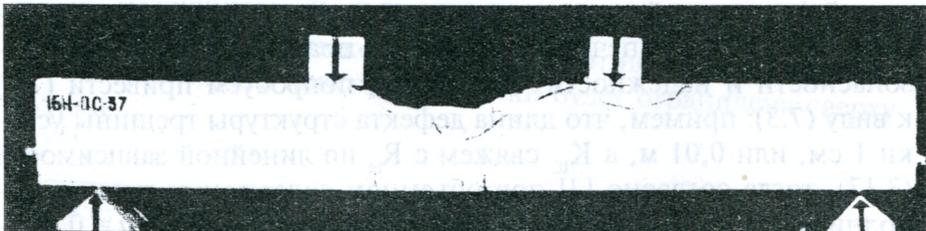


Рис. 7.1. Железобетонный элемент, разрушенный кратковременной статической нагрузкой.

хорошо наблюдаются в процессе испытания по полностью равновесной схеме деформирования; методика аналогична описанной в § 3.1 для стандартных бетонных балочек, но вместо кольца, учитывая размеры железобетонных балок, используется жесткий упругий элемент).

1. Стадия упругой работы сечения до образования магистральной трещины нормального отрыва. Критерием энергетического состояния бетона на этой стадии является $G < G_{II}$; где G_{II} – удельные энергозатраты на статическое разрушение до начала движения магистральной трещины отрыва (это – вертикальные трещины в растянутой части сечения). Работа арматуры характеризуется упругой частью высвобождающейся энергии G_e^s .

2. Стадия стабильной работы большинства железобетонных элементов после образования трещин нормального отрыва в бетоне растянутой части сечения до момента старта магистральной трещины поперечного сдвига в сжатой части сечения, возникающей из-за перераспределения усилий в нормальных и горизонтальных сечениях при возрастании внешней нагрузки, что приводит к формированию локальных зон предразрушения в сжатом бетоне с высокой концентрацией дефектов структуры, как естественных, так и возникающих в результате внешних воздействий, к созданию трехзначных объемных зон перенапряжения и старту трещины поперечного сдвига (горизонтальная трещина в сжатой части сечения).

Критериями энергетического состояния бетона на этой стадии его работы являются:

а) для растянутой части сечения $G \geq G_{II}$;

б) для сжатой части сечения $G < G_{III}$, где G_{III} – удельные энергозатраты на статическое разрушение до начала движения магистральной трещины поперечного сдвига.

3. С образованием трещин поперечного сдвига начинается стадия 3, которая характеризуется длительным периодом разрушения, исчерпанием энергетического ресурса бетона растянутой части на статическое разрушение по механизму нормального отрыва.

Критериями энергетического состояния железобетонного элемента на 3-й стадии его работы являются:

а) для растянутой части бетона над вершиной трещины отрыва $G_{II} < G \leq G_{III}$;

б) для сжатой части бетона $G_{III} \leq J_{III}$; где G_{II} , G_{III} – соответственно удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение по механизму нормального отрыва и поперечного сдвига.

4. Стадия разрушения (фрагментации) структуры бетона на компоненты, когда интенсивно развиваются горизонтальные трещины поперечного сдвига в сжатом бетоне, стадия 4 завершается полным разрушением элемента по бетону или арматуре.

Критериями энергетического состояния для бетона являются:

а) в растянутой части $G = G_{II}$;

б) в сжатой части $G_{III} < C_{II} \xi \leq \xi_R$; $G < C_{II} \xi \leq \xi_R$; $\xi > \xi_R$

в) в растянутой арматуре при $G < G_{II}^{st}$; при $G < G_{II}^{st}$, где G_{II}^{st} – удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины в арматурной стали, после исчерпания упругих и пластических деформаций.

В железобетонных элементах продольная растянутая арматура сдерживает развитие трещин нормального отрыва. То есть требуется дополнительный приток энергии G^s в вершину трещины для ее продвижения, необходимый для преодоления противодействия со стороны арматуры:

$$G_I^s = \frac{4\sigma_s^2 A_s^2}{b^2 \cdot \pi \cdot l_{crc}^v \cdot E_s} (Y(l_0, a_0))^2, \quad (7.8)$$

где l_{crc}^v – вспомним параграф 3.4.;

$$Y(l_0, a_0) = 3,52 \cdot \frac{1 - a_0}{(1 - l_0)^{\frac{3}{2}}} - \frac{4,35 - 5,28a_0}{\sqrt{1 - l_0}} + \left(\frac{1,3 - 0,3a_0^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{1 - a_0^2}} + 0,83 - 1,76a_0 \right) \cdot (1 - l_0 - a_0 l_0);$$

$a_0 = a / l_{crc}^v$; a – защитный слой бетона; $l_0 = l_{crc}^v / h$; σ_s – напряже-

ния в арматуре в момент времени, когда трещина имеет длину l_{crc}^v .

На первой стадии основной расчетной характеристикой состояния железобетонного элемента является изгибающий момент внешних сил, вызывающий в растянутой части сечения образование трещин нормального отрыва M_{crc}^v .

Текущее значение изгибающего момента M для первой стадии должно быть

$$M < M_{crc}^v = \frac{\sqrt{G_{li} \cdot E_b \cdot W_{red}} \cdot \pi^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{l_{bg}}}, \quad (7.9)$$

где W_{red} – приведенный момент сопротивления.

На второй стадии (основной для эксплуатирующихся железобетонных элементов) текущее значение изгибающего момента находится в пределах

$$M_{crc}^v \leq M < M_{crc} = \frac{\sqrt{G_{lli} \cdot E_b \cdot b(h - l_{crc}^v)^2} \cdot \pi^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{l_{bg}}}, \quad (7.10)$$

где M_{crc}^h – внешний момент при образовании трещин сдвига.

Третья стадия характеризуется началом процесса интенсивной трехосной деструкции бетона сжатой части сечения и значительной деформацией растянутой арматуры, приводящим в дальнейшем к понижению несущей способности элемента.

Расчетной характеристикой этой стадии является максимальная несущая способность нормального сечения железобетонного элемента. Данную стадию можно охарактеризовать как предельное состояние железобетонного элемента по его максимальному энергетическому ресурсу (рис. 7.2) или максимальной несущей способности.

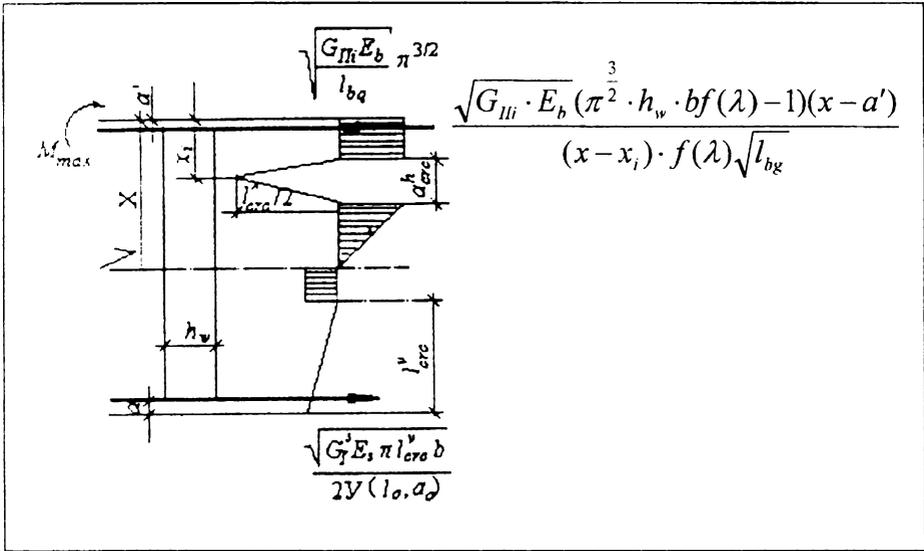


Рис. 7.2. Нормальное сечение железобетонного изгибаемого элемента на стадии 3

$$\sum M = 0;$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} = & \frac{\sqrt{G_{II} \cdot E_b \cdot \pi^2}}{\sqrt{l_{bg}}} \cdot b \left(x_i - \frac{a_{cra}^h}{2} \right) \cdot \left(h_0 - \frac{2x_i - a_{cra}^h}{4} \right) - \sqrt{G_{II} \cdot E_b} \cdot \\
 & \cdot \left(\pi^2 \cdot h_w \cdot b \cdot f(\lambda) - 1 \right) (x - a') (h_0 - a') / (x - x_i) \cdot f(\lambda) \sqrt{l_{bg}} - \\
 & - \sqrt{G_{II} \cdot E_b \cdot \pi^2} \cdot b \left(x - x_i - \frac{a_{cra}^h}{2} \right) (h_0 - \lambda / 3 (x + 2x_i + a_{cra}^h)) / 2 \sqrt{l_{bg}} + \\
 & + \sqrt{G_{II} \cdot E_b \cdot \pi^2} \cdot b (h_0 + a - l_{cra}^v - x) (h_0 + a + l_{cra}^v - x) / 2 \sqrt{l_{bg}} ;
 \end{aligned}
 \tag{7.11}$$

$$\sum N = 0;$$

$$\begin{aligned} & \frac{\sqrt{G_I \cdot E_s \cdot \pi \cdot l_{crc}^v} \cdot b}{2Y(l_0, a_0)} + \frac{\sqrt{G_{II} \cdot E_h \cdot \pi^2} \cdot b(h_0 + a - l_{crc}^v - x)}{\sqrt{l_{hg}}} = \\ & = \frac{\sqrt{G_{III} \cdot E_b \cdot \pi^2} \cdot b(x_i - \frac{a_{crc}^h}{2})}{\sqrt{l_{hg}}} + \frac{\sqrt{G_{III} \cdot E_b} (\pi^2 \cdot h_w \cdot bf(\lambda) - 1)(x - a')}{(x - x_i) \cdot f(\lambda) \sqrt{l_{hg}}} + \\ & + \frac{\sqrt{G_{III} \cdot E_b \cdot \pi^2} \cdot b(x - x_i - \frac{a_{crc}^h}{2})}{2\sqrt{l_{hg}}}, \end{aligned} \quad (7.12)$$

где $f(\lambda) = \sqrt{\frac{3}{\lambda \cdot l_{crc}^h} \cdot \frac{1,13\lambda + 0,285}{b}}$; l_{crc}^h, a_{crc}^h – параметры трещины

поперечного сдвига; h_w – шаг хомутов; $\lambda = l_{crc}^h / h$; x_i – расстояние от крайнего сжатого волокна железобетонного элемента до трещины поперечного сдвига.

Четвертая стадия – это стадия полного исчерпания энергетического ресурса железобетонного элемента (рис. 7.3).

На этой стадии трещина поперечного сдвига первого уровня достигает своей критической длины и отслаивает от сжатой зоны бетона пласт толщиной x_i . Затем в пределах высоты сжатой части сечения $x - x_i$ на расстоянии x_{i+1} от верхней плоскости элемента в объеме, где формируется зона предразрушения и старта новой трещины сдвига и $G = G_{III}$, возникает новая горизонтальная трещина, возрастают напряжения в растянутой арматуре, возможен старт трещин нормального отрыва в ней и ее разрыв.

$$\begin{aligned}
 & \frac{\sqrt{G_l^s \cdot E_s \cdot l_{crc}^v} \cdot b}{2Y(l_0, a_0)} + \frac{\sqrt{G_{lf} \cdot E_b \cdot \pi^2}}{\sqrt{l_{bg}}} \cdot b(x_{i+1} - a_{crc}^{hl}/2) = \\
 = & \frac{\sqrt{G_{lf} \cdot E_b \cdot (\pi^2 h_w \cdot bf(\lambda_1) - 1)}(x - a')}{(x - x_{i+1})f(\lambda_1)\sqrt{l_{bg}}} + \frac{\sqrt{G_{lf} \cdot E_b \cdot \pi^2}}{2\sqrt{l_{bg}}} b(x - x_{i+1} - a_{crc}^{hl}/2) + \\
 & + \frac{\sqrt{G_{lf} \cdot E_b \cdot \pi^2}}{\sqrt{l_{bg}}} b(x_{i+1} - x_i - a_{crc}^{hl}/2), \tag{7.14}
 \end{aligned}$$

где l_{crc}^{hl} , a_{crc}^{hl} – параметры вновь образовавшейся трещины поперечного сдвига;

$$f(\lambda_1) = \sqrt{\frac{3}{\lambda_1 l_{crc}^{hl}}} (1,13\lambda_1 + 0,285) / b; \quad \lambda_1 = l_{crc}^{hl} / h.$$

Разрушение нормального сечения может произойти и при исчерпании энергетического ресурса в растянутой арматуре. При этом ее класс для недопущения образования макротрещин в стержнях подбирается по значению

$$G_{li}^{sl} = \frac{\pi^2 \cdot G_l^s \cdot b^2 \cdot l_{crc}^h \cdot d}{64A_s^2 Y(l_0, a_0)^2}, \tag{7.15}$$

где d – диаметр арматурного стержня.

Для того чтобы рассчитать несущую способность железобетонного элемента, надо, во-первых, знать энергетические параметры бетона (мы приводим их в табл. 7.1; конечно, она как бы дублирует табл. 6.7, но это не совсем так: во главу угла здесь поставлена не долговечность, а инвариантные энергетические па-

Таблица 7.1

**Энергетические параметры трещиностойкости тяжелого бетона
в зависимости от его прочности**

Параметры трещиностойкости	Класс бетона по прочности на сжатие											
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
G_{II} , Н/м	4,8	5,9	6,7	8,8	10,7	12,8	14,6	16,7	18,6	20,5	22,7	24,6
G_{If} , Н/м	27	29	32	37	42	47	51	56	61	66	71	76
G_{II} , Н/м	461	586	663	846	1000	1230	1460	1690	1860	2030	2252	2464
G_{If} , Н/м	2730	2910	3100	3496	3972	4340	4950	5520	5970	6635	7220	7650

раметры, причем характеристики вязкости разрушения при нормальном отрыве взяты нами из Европейских норм, разработанных в Европейском комитете по бетону), а во-вторых – параметры трещин отрыва и сдвига. Длина и ширина раскрытия отрывных трещин определяется по формулам:

$$l_{crc}^v = \frac{16G_{I\!f}^s E_s A_s^2}{\pi^3 G_I^s E_b b^2 d}; \tag{7.16}$$

$$a_{crc}^v = \frac{M^2 Y^2 (l_0, a_0)(1-v^2)(l_{crc}^v - a)\sqrt{l_{bg}}}{b^2 h^2 l_{crc}^v \sqrt{G_{I\!f}}}. \tag{7.17}$$

Параметры трещин сдвига:

$$l_{crc}^h = \frac{\pi^{\frac{3}{2}} \sqrt[4]{G_{I\!f} G_{III}} \sqrt{E_b} h_w h}{2\sqrt{2} \sqrt{G_{III}} l_{bg} h - 7,8\pi^{\frac{3}{2}} \sqrt[4]{G_{I\!f} G_{III}} \sqrt{E_b} h_w}; \tag{7.18}$$

$$a_{crc}^h = \frac{\pi^{\frac{5}{2}} \sqrt{G_{I\!f} E_b} l_{crc}^h (1-v^2)}{E_b \sqrt{l_{bg}}} (1-1,14\lambda^2 - 0,60\lambda^4)^2 + \frac{2\sqrt{G_{III}}}{\pi^{\frac{3}{2}} \sqrt{E_b} l_{crc}^h} \int_{-l_{crc}^h}^{+l_{crc}^h} \Gamma(l_{crc}^h, \xi) d\xi, \tag{7.19}$$

где $\Gamma(l_{crc}^h, \xi)$ определяется по (4.35) при $x = 0$ и $l = l_{crc}^h$. Здесь отметим, что бетон и железобетон – материалы, наличие трещин в которых предопределено самой сущностью их работы под нагрузкой. Поэтому именно для них наиболее целесообразно применять

методы механики разрушения. На первый взгляд, уравнения равновесия, записанные в традиционных вариантных критериях характеристик свойств бетона и арматуры, выглядят проще приведенных в этом параграфе, однако вспомним формулы для определения граничной высоты сжатой зоны, ширины раскрытия трещины и многих других сопутствующих коэффициентов – но дело не в этом. Главное, определим для себя, что наряду с высокой точностью, достигаемой благодаря учету большого количества экспериментальных данных, в расчете по нормам есть много необъяснимых странных величин и сомнительных с физической точки зрения результатов. Ну, например, при расчете a_{crc} – это кубический корень из диаметра арматуры или тот факт, что расчет несущей способности совершенно непригоден для случая длительного действия нагрузки (мы уже говорили, что прочность в отличие от вязкости разрушения возрастает во времени), так как неоспорим тот факт, что конструкции в конце концов разрушаются, или то, что расчет по несущей способности и деформациям строится исходя из разных предпосылок или допущений, например, в первом случае растянутого бетона в изгибаемом железобетонном элементе как бы нет, а во-втором – определяется a_{crc} именно в растянутом бетоне. Можно привести еще ряд подобных примеров, но даже эти убеждают, что альтернативы методам механики разрушения нет, и единая теория сопротивления бетона и железобетона может быть построена только с использованием таких методов.

7.3. Механика разрушения и оптимизация состава бетона и армирования конструкций крупнопанельных зданий*

Мы уже говорили, что в конце XIX и в XX веке внезапно, зачастую после успешно проведенных испытаний, разрушались огромные броненосцы, дредноуты, да и суда меньших классов. Трещины разрушения зарождались у отверстий трубопроводов, в острых углах люков, на поверхности иллюминаторов (от такой трещины разрушился в воздухе и первый пассажирский реактивный самолет серии “Комет”*, разва-

* Настоящий параграф написан совместно с Г.Г. Гурешидзе, к.т.н., доцентом Грузинского технического университета.

лившись на 250 тыс. обломков) и разламывали суда пополам. Происходило это вследствие все той же концентрации напряжений и развития трещин до критических параметров (не случайно К. Инглис был корабельным инженером). Та же картина наблюдается и в сборных железобетонных конструкциях крупнопанельных зданий – особенно в несущих стенах с оконными проемами или цокольных панелях с технологическими отверстиями. Силовые трещины в местах концентрации напряжений вокруг этих отверстий и проемов могут нарушить условия эксплуатации зданий, снизить их надежность и долговечность или привести к аварийной ситуации. Чтобы предотвратить образование и развитие трещин, есть два пути: либо увеличить трещиностойкость бетона, либо при помощи арматуры, разместив ее так, чтобы она “перехватывала” трещины на возможных траекториях их развития. Обе эти задачи решаются методами механики разрушения.

Исходный состав легкого бетона из вулканического шлака (его характеристики вы найдете в табл. 4.1) для изготовления стеновых панелей был принят по данным завода-изготовителя. Другие составы проектировались из условия различного содержания мелкого и крупного заполнителя, с добавкой суперпластификатора С-3 и без, с повторным вибрированием (табл. 7.2). За параметр, характеризующий оптимум структуры бетона с позиций его трещиностойкости, мы, разумеется, принимаем величину K_{IC} , которая определялась из испытаний кубиков с пазами на внецентренное сжатие (рис. 3.4 и § 3.1). Составы бетонов и результаты испытаний приведены в табл.7.2. Из анализа результатов экспериментов следует, что использование суперпластификатора С-3 приводит к уплотнению структуры и, как следствие, к увеличению K_{IC} . Повторное вибрирование, с одной стороны, несколько уплотняет структуру бетона (этим вызвано повышение прочности на сжатие), а с другой – вызывает образование в ней дефектов, что снижает трещиностойкость на 20 ... 40%, С-3 и повторное вибрирование уменьшают вязкость разрушения до

* Это название самолета, а не препарата, который “и микробы убивает”.

Таблица 7.2

**Результаты исследований по оптимизации состава бетона
для конструкций крупнопанельных зданий**

№ состава	Характеристика состава	Состав бетона на 1 м ³ , кг				Прочность бетона, МПа			K _{IC} , МН/м ^{3/2}	Удельное содержание песка (по массе)	K _{IC} / R _{bt}
		Ц	П	Щ	В	R _m	R _b	R _{bt}			
1	По заводским данным	313	526	755	246	10,9	11,2	0,95	0,075	0,285	0,300
2	Песок (-20%)	341	457	822	210	11,2	11,8	0,99	0,186	0,250	0,300
3	Песок (-10%)	330	499	706	215	11,0	13,2	0,97	0,194	0,271	0,305
4	Песок (+10%)	303	560	731	256	11,7	9,5	0,98	0,140	0,302	0,288
5	Песок (+20%)	295	594	712	249	10,2	9,4	0,79	0,130	0,321	0,391
6	1+добавка	322	540	777	209	19,6	18,0	1,34	0,197	0,291	0,274
7	2+добавка	337	453	813	219	19,6	20,1	1,44	0,184	0,247	0,283
8	3+добавка	328	496	791	213	18,1	16,9	1,32	0,161	0,270	0,277
9	4+добавка	309	570	744	220	16,0	16,0	1,34	0,137	0,308	0,240
10	5+добавка	296	595	712	230	16,6	13,3	1,37	0,143	0,323	0,273
11	1+повт. вибр.	314	526	756	244	14,1	11,4	1,03	0,116	0,285	0,263
12	6+повт. вибр.	312	525	753	203	19,9	16,6	1,35	0,168	0,291	0,283
13	2+повт. вибр.	335	449	807	239	14,6	12,7	1,18	0,154	0,245	0,237
14	5+повт. вибр.	301	607	727	215	11,2	9,9	0,85	0,095	0,328	0,246
15	7+повт. вибр.	341	458	823	200	16,3	16,8	1,13	0,130	0,250	0,297
16	10+повт. вибр.	305	615	735	178	13,7	9,3	0,80	0,097	0,334	0,223

30% (кроме состава 16), повторное вибрирование снижает K_{IC} на 6 ... 30%, что свидетельствует о неэффективности этого способа технологической обработки для повышения трещиностойкости. В качестве оптимального нами рекомендован для практического применения (по комплексу показателей, в том числе расходу цемента на 1 м³ бетона) состав 10 (при меньшем расходе цемента значения K_{IC} возросли по сравнению с эталонным составом почти в два раза!). А как в этом случае работает формула (3.8)? Определим K_{IC} для состава 10 по следующим параметрам: $R_o = 15$ МПа; с учетом воды, поглощенной заполнителем, Ц/В = 1,72; $R_c = 41,4$ МПа; W = 2,69% и $R_{ia} = 0,56 \text{ л} \cdot 10^{-3} / \text{м}^3$. Тогда $K_{IC} = 0,129 \text{ МН} / \text{м}^{3/2}$ – несколько меньше, но зато для состава 5 параметр трещиностойкости определен практически точно, а это ведь тот же состав 10, только без С-3. При этом учтем, что (3.8) разработана как раз для бетонов без добавок.

Далее теоретически определено, что в стеновой панели, показанной на рис. 7.4, наибольшая концентрация напряжений возникает в углах оконного проема. В этих местах в вершинах микродефектов длиной более 0,00047 м интенсивность напряжений достигает критической величины для бетона эталонного состава (для бетона состава 10 критическая длина дефекта структуры 0,000171 м – примерно в четыре раза больше). Процесс перерастания микродефекта в макротрещину в данных условиях происходит очень динамично, а макротрещина в однородном материале (разумеется, при такой схеме загрузки) растет неустойчиво. Поэтому необходимо разместить арматуру так, чтобы “перехватить” трещины на траекториях их развития. Исходя из этого для стеновых конструкций было рекомендовано армирование [7], показанное на рис. 7.5, где также приведено проектное расположение стержня. Экспериментальные исследования возможностей армирования, рекомендованного на основе предварительных аналитических исследований развития трещин в бетоне и его разрушения, проводились на моделях панелей (1:5) на бетонах двух составов – эталонного и оптимального по трещиностойкости. Для удобства в табл. 7.3 мы вновь приводим составы

бетонов, где также даны основные результаты испытаний – разрушающие напряжения в ослабленном сечении.

Проанализируем результаты этих испытаний. Переход с армирования по проекту к новому (рекомендуемому) практически не отражается на величине прочности моделей. Полученные различия в разрушающих напряжениях связаны с естественным разбросом прочности бетона. В то же время расход арматуры на 20% меньше, чем в типовом проекте. Одновременно это армирование более рационально с конструктивной точки зрения. Переход на указанное армирование не уменьшил прочности и в комплексе с переходом на оптимальный состав бетона повысил трещиностойкость (как технологическую, так и силовую), что позволяет избежать трещин, образующихся как в процессе эксплуатации конструкции, так и при их транспортировании к месту монтажа.

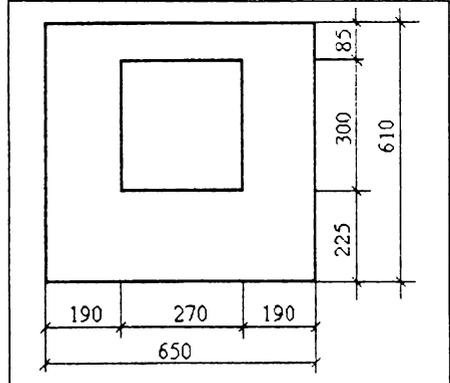


Рис. 7.4. Стеновая панель с оконным проемом; даны размеры испытанных моделей

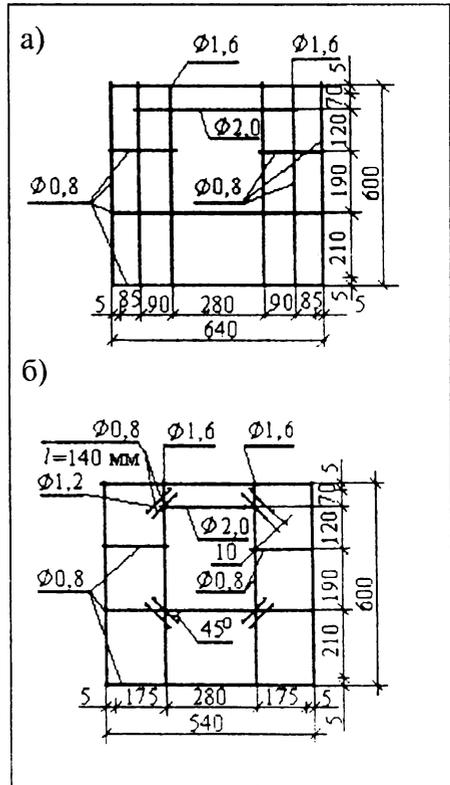


Рис. 7.5. Армирование моделей стеновых панелей: а) по проекту; б) рекомендуемое

Таблица 7.3

Результаты испытания моделей

Составы	Армирование по проекту		Армирование рекомендуемое	
	Обозначение	разрушающее напряжение в ослабленном сечении	обозначение	разрушающее напряжение в ослабленном сечении
Эталонный	П-I-I	5,41	П ^I -П-I	6,37
Ц=313 кг, П=526 кг, Щ=755 кг, В=246 кг	П-I-2	8,45	П-I-П-2	брак
Оптимальный без добаки	П2-I-I	8,30	П2-П-I	7,57
Ц=295 кг, П=594 кг, Щ=712 кг, В=249 кг	П2-I-2	8,18	П2-П-2	5,93
Оптимальный с добавкой	П3-I-I	6,58	П3-П-I	9,90
Ц=296 кг, П=595 кг, Щ=712 кг, В=230 кг	П3-I-2	7,41	П3 -П-2	8,59

7.4. Пример расчета долговечности эксплуатируемых железобетонных конструкций

На фасаде строящегося в Москве храма Христа Спасителя планируется установка крупноразмерных скульптурных горельефов и композиций из железобетона. По архитектурной выразительности, структуре и цвету они просматриваются исключительно в телесной текстуре, которая наиболее полно передается в поровой структуре мелкозернистого специального бетона. Расположение скульптурных групп таково, что они систематически будут подвергаться естественным атмосферным воздействиям.

Храм Христа Спасителя является уникальным сооружением, символом православной духовности и культуры, поэтому наряду с эстетической выразительностью скульптурные элементы должны обладать определенным запасом долговечности, гарантирующим сохранность горельефов в течение как минимум 100 лет.

Важнейшим элементом общей долговечности конструкций храма является срок службы бетона. Поэтому необходимо выполнить расчет-прогноз долговечности бетона скульптурных композиций,

дабы предварительно оценить целесообразность применения того или иного материала (бетона) при изготовлении горельефов.

Для этих целей в НИИЖБе в специальной опалубке-форме была отформована модель скульптуры Святой равноапостольной Великой княгини Ольги. Модель выполнена из высокопрочного и высокоплотного бетона состава Ц:П:Щ:В = 480:723:1120:149 кг; в состав введены тонирующий краситель (14,6 кг), замедлитель (2,0 кг) и пластификатор (2,0 кг). Бетон изготовлен на белом цементе датского производства прочностью 71,0 МПа; прочность бетона на сжатие составила 99,8 МПа.

Расчет-прогноз долговечности такого бетона выполнен на базе анализа микро- и макроструктуры кернов и образцов бетона, отобранных из модели скульптуры. На основании морфологического анализа структуры цементного камня (рис. 7.6) принимаем следующее распределение пор, капилляров и других дефектов структуры по форме в матрице: круглые (фактор формы менее 0,4) — 55%; эллипсовидные (от 0,4 до 0,6) — 28% и трещиновидные (более 0,6) — 17%. Тогда, учитывая наличие краевых трещин, количество заполнителя, содержание вовлеченного воздуха (3,1%) и пористость бето-

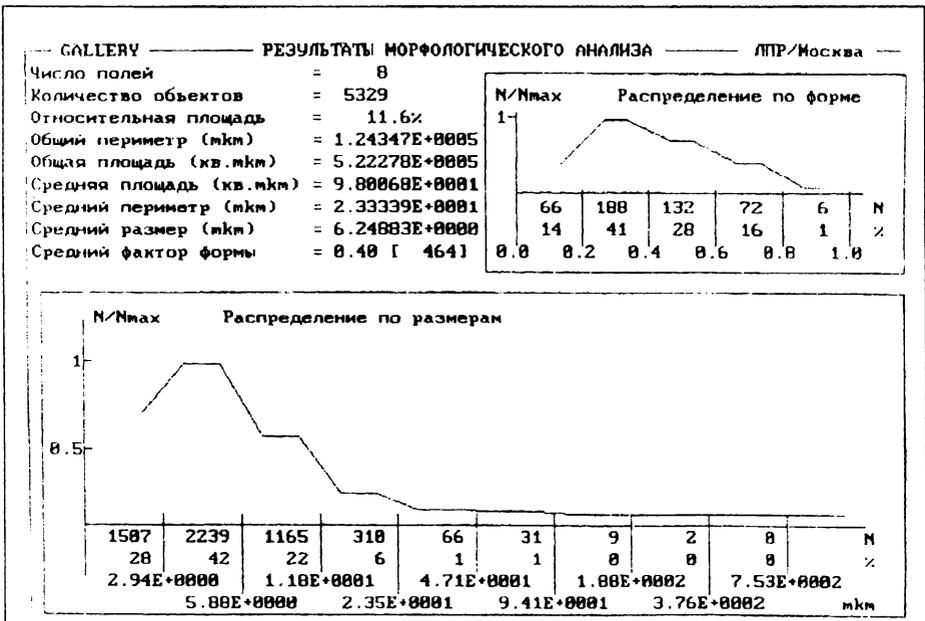


Рис. 7.6. Результаты морфологического анализа цементного камня

на, результаты морфологического анализа за бетона (рис.7.7) и общий периметр зерен заполнителя (1,133 м), окончательно прием следующее распределение пор и дефектов структуры в бетоне: замкнутые в цементном камне – 60%, в том числе круглые – 33%; эллипсовидные – 17%; трещиновидные – 10%; краевые – 11%; радиальные и контактные околосерные – по 14,5%.

Средняя температура (T) в Москве: в зимнее время – 10°C, влажность бетона (W) 2,56%; летом + 20°C, $W = 1,12\%$. Далее необходимо определить коэффициенты интенсивности напряжений при температурно-влажностных воздействиях в вершинах каждого из вышеперечисленных трещиновидных дефектов. В вершинах замкнутых дефектов цементного камня вычислим коэффициенты интенсивности напряжений по зависимости

$$K_1 = 2\sqrt{2}\sigma_0 \sqrt{\pi} \cos \theta (1 - T/370) \alpha_c / \sqrt{l_1 (1 - (1 - 0,01W)^2) g_c} + \alpha_{t,i(w)} \Delta T E_{i(w)} \sqrt{\pi l_{1/2}} [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_1/l_1)] + \alpha_{T,m} \Delta T E_m \sqrt{\pi l_{1/2}} \tag{7.20}$$

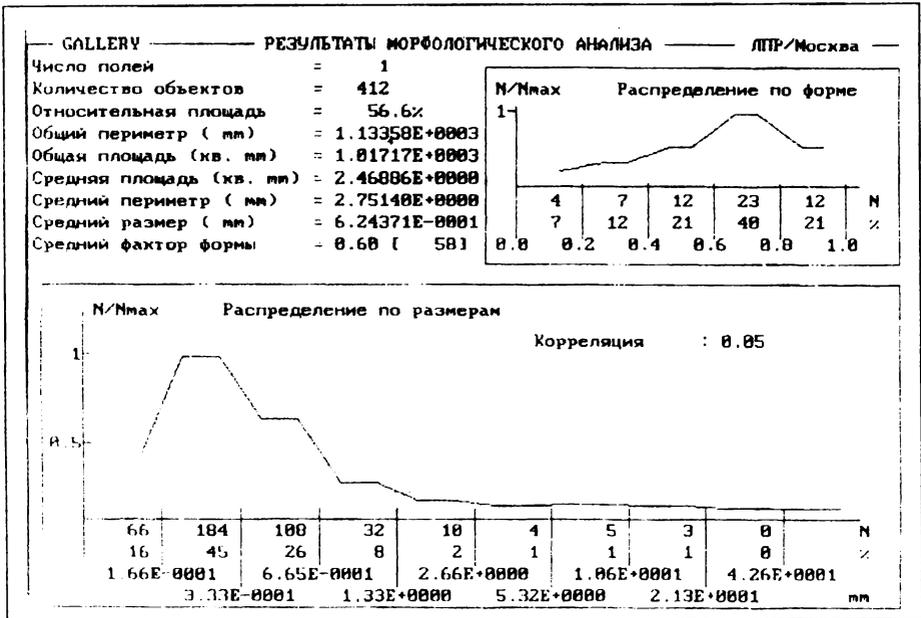


Рис. 7.7. Результаты морфологического анализа фрагмента бетона скульптуры

где θ – угол смачивания; l_1 – длина замкнутого капилляра в цементном камне ($6,25 \cdot 10^{-3}$ мм, см. рис. 7.6); ΔT – разность температур в летний и зимний периоды; E – модуль упругости (i – льда, W – воды, m – цементного камня); $b_1 = l_1(1 - 0,01W)/2$; $\alpha_{T,m}$ – коэффициент линейного расширения цементного камня, принимаемый равным $11,5 \cdot 10^{-6}$ 1/град. Тогда зимой $K_{1,w}^1 = 0,317$ МПа м^{1/2}, летом $K_{1,s}^1 = 0,093$ МПа м^{1/2}. Вычисленные по формулам механики разрушения коэффициенты интенсивности напряжений для остальных дефектов структуры составят: для краевой трещины $K_{1,w}^2 = 0,317$ МПа м^{1/2} и $K_{1,s}^2 = 0,212$ МПа м^{1/2}; для радиальной околосерповой $K_{1,w}^3 = 4,03 \cdot 10^{-10}$ МПа м^{1/2} и $K_{1,s}^3 = 4,02 \cdot 10^{-5}$ МПа м^{1/2}; для контактной околосерповой $K_{1,w}^4 = 3,34 \cdot 10^{-5}$ МПа м^{1/2} и $K_{1,s}^4 = 0,27$ МПа м^{1/2}. Таким образом, коэффициенты интенсивности напряжений при температурно-влажностном воздействии

$$\text{летом} \quad K_{1,s} = \sum_{i=1}^4 n_i K_{1,s}^i = 0,118 \text{ МПа м}^{1/2} \quad (7.21)$$

$$\text{зимой} \quad K_{1,w} = \sum_{i=1}^4 n_i K_{1,w}^i = 0,110 \text{ МПа м}^{1/2} \quad (7.22)$$

где n_i – количество того или иного трещиноподобного дефекта в общем количестве микро- и макроповреждений.

Предельное значение коэффициента интенсивности напряжений

$$K_{1c}^{cr} = -0,015 + 0,001R_{ag} + 0,133Ц/В + 0,006R_c - 0,008W - 0,583K_{ag}, \quad (7.23)$$

где R_{ag} – прочность крупного заполнителя; R_c – активность цемента; K_{ag} – количество заполнителя (в плотном теле) на единицу объема бетона. Для заданного бетона $R_{ag} = 90$ МПа; $Ц/В = 3,21$; $R_c = 70$ МПа; $K_{ag} = \frac{W}{\rho_{ag}} = 0,51$ (ρ_{ag} – плотность гранитного щебня, определенная по результатам его испытаний, равна $2,64$ г/см³) и $K_{1c}^{cr} = 0,607$ МПа м^{1/2}.

С учетом размаха величин коэффициентов интенсивности напряжений при температурно-влажностном воздействии в Москве определим время t , в пределах которого структурные параметры бетона принятого состава достигнут предельных значений

$$t = 2 K_{1,s}^{cr} |K_{1,w} - K_{1,s}| = 152 \text{ года} \quad (7.24)$$

В пылевых выделениях и парогазовой среде Москвы преобладающими являются вещества, содержащие сернистые соединения, углекислоту, хлориды и др. При наличии высокой влажности среды (в пределах 54-85%) в районе Москвы в структуре бетона возможно развитие процессов образования гидрокарбоната кальция, уплотняющего структуру бетона. Однако на поверхности бетона целесообразно устранить подобные процессы путем гидрофобизации поверхности горельефов кремнеорганическими растворами.

Ветровая нагрузка, безусловно, уменьшит долговечность поверхностного слоя структуры бетона горельефов. Максимальная средняя скорость ветра в районе храма Христа Спасителя – 4,9 м/с. Тогда коэффициенты интенсивности напряжений от действия внешней силовой нагрузки составят: для круглых замкнутых трещин

$$K_{1,1} = A \sigma_a \sqrt{\pi l_1 (1 + d/l_1)}; \text{ для эллипсовидных } K_{1,2} = B \sigma_a \sqrt{\pi (a + l_2)};$$

$$\text{для трещиновидных } K_{1,3} = C \sigma_a \sqrt{\pi l_3}; \text{ для краевых } K_{1,4} = D \sigma_a \sqrt{\pi l_4} \text{ и}$$

$$\text{для околосернистых } K_{1,5} = E \sigma_a \sqrt{\pi l_5 / 2}. \text{ Здесь } \sigma_a \text{ – напряжения в бетоне, определяемые методами строительной механики; } A, B, C, D, E \text{ – коэффициенты, зависящие от количества того или иного дефекта в общем количестве повреждений (33, 17, 10, 11 и 29\% соответственно); } l_1 - l_5 \text{ – размеры дефектов, принимаются: } l_1 - l_3 \text{ – по рис. 7.6, } l_4 \text{ и } l_5 \text{ – по расчету; } d \text{ – диаметр круговой поры.}$$

Тогда коэффициент интенсивности напряжений от силовой нагрузки

$$K_1 = \sum_{i=1}^5 K_{1i} = 0,117 \text{ МПа м}^{1/2}, \quad (7.25)$$

а долговечность бетона с учетом ветрового воздействия

$$t = 2(K_{1c}^{cr} - K_1) / |K_{1,w} - K_{1,s}| = 122,5 \text{ года} \quad (7.26)$$

Таким образом, ветровая нагрузка уменьшает долговечность бетона на 29,5 лет.

Глава 8

Проблемные вопросы теории и практики механики разрушения

В девяностые годы 20 века в ряде стран мира выполнен значительный объем научных исследований по теории механики разрушения бетона и железобетона и начался период применения результатов в строительстве.

Исследованы процессы разрушения бетона и железобетона на основе общих моделей и разработаны основные положения теории расчета.

Экспериментально по нескольким различным методам определены и исследованы силовые и энергетические критерии разрушения, установлен диапазон изменения основных параметров трещиностойкости бетона в зависимости от технологических и физических характеристик свойств при статических нагрузках и температурах кратковременного режима действия. На бетонных элементах исследовано развитие трещин при длительном статическом и циклическом режимах нагружения среднего уровня интенсивности. При статическом режиме кратковременного сжатия исследованы результаты длительного (более 1000 суток) действия коррозионных сред. На основе установленных закономерностей старта, локализации, стабилизации и движения трещин в бетоне различных структур и вязкости его разрушения при нормальном отрыве создан ГОСТ 29167–91'99/.

Разработана теория расчета долговечности бетона и методы определения классов бетона по долговечности (трещиностойкости), срокам межремонтной эксплуатации в зависимости от значений характеристик КИН (K_I , K_{II} и K_c).

Начаты исследования по разработке методик проектирования составов бетона с заданными параметрами трещиностойкости (вязкости разрушения) в непосредственной связи с микро- и макроструктурой, формируемой компонентами: цементом, песком, щебнем.

Решен ряд практических задач по определению долговечности

бетона в железобетонных конструкциях по его фактическому состоянию в условиях длительной эксплуатации.

Механика разрушения бетона уже обоснованно заняла предусмотренное ей место в общей механике железобетона. Появилась необходимость дальнейшего углубления представлений о параметрах активности цементного камня, трещиностойкости цементного камня, раствора и бетонов сложных составов, создаваемых для специальных условий, разработке упрощенных методов расчета прогноза долговечности бетона, более простого доказательства первоначально принятых гипотез и созданных моделей механизмов разрушения и т.п.

Одним из важных вопросов для решения методами механики разрушения является создание расчета деструктивных процессов в бетоне при развитии физико-химических коррозионных и тепло-влажностных процессов (термоморозостойкость).

Решению должно предшествовать формирование научных взглядов на тепловую физико-химическую деструкцию как процесс появления микротрещин в дефектах игольчатых и трубчатых кристаллов, плоскостях их спаенности и разломов в сложных агрегатах микроструктуры затвердевшего цементного камня контактных зон с заполнителями, развития трещин и раскрытия их до критических размеров. Доказательство целесообразности применения δ_k - модели трещины Леонова – Панасюка – Дагдейла для оценки вязкости разрушения цементного камня и бетона, так как эта модель отображает деформированное состояние через критическое раскрытие трещин δ_k .

При этом может быть преодолена и проблема совершенствования наследственной теории ползучести, разработка в ней новых, более простых ядер операторов уравнений, на которых основываются решения при использовании δ_k - модели.

Ожидающей решения является проблема особенностей механизма вязкого разрушения высокопрочных хрупких бетонов со структурами, модифицированными на микроуровне веществами, химически взаимодействующими с силикатнокальциевой матрицей, солеморозостойких бетонов со структурами с регулярными пустотами поглотителями энергии и трещинами, организованными вовлеченным воздухом, а также бетонов на силикатно-натриевом и

магнезиальном вяжущем.

При переходе на методы механики разрушения существенно упрощается методология расчета и проектирования конструктивных элементов из фибробетона с различными видами металлической и неметаллической фибры.

Углубление научного подхода в понимании процессов структурообразования в цементном камне и бетоне на основе энергетических подходов создает условия для более полной методологии проектирования составов бетонов по классам долговечности с заданными силовыми K_r , K_{II} и энергетическими параметрами G_r , J_r . Наличие такого документа позволит обоснованно подходить к вопросам расчета капитальности конструкции, зданий и сооружений из железобетона на основе четких подборов составов бетона из конкретных по свойствам, расходу и цене вяжущего, заполнителей и спецдобавок на требуемый срок службы 25, 50, 100 или более лет.

Важным проблемным этапом теории и практики механики разрушения бетона остаются методы лабораторного и заводского определения и контроля силовых и энергетических характеристик бетона, необходимых для расчета долговечности бетона для различных условий эксплуатации.

Намечается создание компьютеризированных портативных и стационарных устройств на базе отечественных прессов, позволяющих в автоматизированном режиме осуществлять съем и обработку силовых и деформационных сигналов со стандартных образцов по ГОСТ 29167-91, съем и обработку информации акустическими и ультразвуковыми методами.

Очередным проблемным этапом является создание рекомендательных нормативных документов на уровне НИИЖБ, ГНЦ РФ, Госстроя РФ, Министерства строительства Республики Беларусь по методам расчета долговечности бетона по параметрам энергии разрушения; методам определения силовых и энергетических параметров бетона при нормальном отрыве и поперечном срезе; методам проектирования составов бетона по силовым и энергетическим параметрам бетона; системы экспертной оценки морозостойкости бетона в конструкциях по результатам определений энергетических параметров и трещин в структуре бетона неразрушающими методами; метода экспрессной оценки долговечности в агрес-

сивных средах и морозостойкости бетона на основе микроанализа шлифов кернов, выбуриваемых из конструкций для экспертных определений долговечности бетона длительно эксплуатируемых сооружений.

Назревшим вопросом теории и практики механики разрушения является подготовка инженеров строительных специальностей, создание учебного курса: “Механика разрушения бетона и железобетона, методы проектирования составов бетона по параметрам трещиностойкости, энергии разрушения для нормативных классов по долговечности, расчеты долговечности железобетонных конструкций”. Преподавание такого курса целесообразно по дисциплинам “Строительные материалы” и “Бетонные и железобетонные конструкции”.

Знание методов расчетной оценки долговечности бетона крайне важно для использования в работе строительных страховых компаний для обоснованного страхования риска по выбору видов бетона и материалов для бетона и конструкций в зависимости от условий службы и видов воздействия с учетом трещиностойкости материалов, капитальности зданий и сооружений по сроку их межремонтной и полной эксплуатации с учетом возможных повреждений и возникновения локальных и магистральных трещин, а также расчет затрат на утилизацию железобетона известной трещиностойкости.

Теоретические исследования по механике разрушения бетона и железобетона, методам расчета — прогноза долговечности развиваются в ряде организаций России, Японии, Китая, США, Белоруссии, Грузии, Швейцарии. Достигнуты значительные успехи в понимании механизма разрушения бетона и реализации приемов торможения скорости распространения трещин и снижении хрупкости, увеличении вязкости разрушения.

Увеличивающийся спрос строительной отрасли на разработку прогнозов — расчетов долговечности бетона в ответственных сооружениях (мостах, тоннелях, промышленных цехах) создает уверенность в том, что в 21 веке прогноз долговечности — срока службы бетона и железобетона в сооружении будет неотъемлемой частью проекта строящихся объектов и страхового заключения о риске, рабочим материалом служб мониторинга эксплуатации зданий и сооружений.

Заключение

Нам кажется, что писать заключение к книге можно только тогда, когда в той науке, коей она посвящена, больше не осталось белых пятен. А механика разрушения бетона так молода .

Поэтому вместо заключения мы еще раз напоминаем вам главный слоган этой книги: параметры трещиностойкости — главные характеристики материалов в XXI веке! А вместо точки поставим здесь многоточие и закончим вместе с В.Войновичем: “поскольку Замысел наш и не наш будет свершаться по мере истечения нашей жизни и до точки дойдет вместе с ней...”.

Литература

1. АРУТЮНЯН Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. — М. — Л., Гостехиздат, 1951. — 324 с.
2. АХВЕРДОВ И.Н. Основы физики бетона. — М.: 1981. — 464 с.
3. ГАБУНИЯ Г.Ш. Концентрация напряжений в зоне отверстий бетонных и железобетонных элементов при одноосном и двухосном сжатии: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — Тбилиси: 1989. — 24 с.
4. ГВЕЛЕСИАНИ Л.О., ПИРАДОВ К.А. Многофакторный анализ трещиностойкости и прочности бетона. // Материалы конференций и совещаний по гидромеханике: Расчетные предельные состояния по гидротехнике. — 1991. — С. 279—282.
5. ГУЗЕЕВ Е.А., ЛЕОНОВИЧ С.Н. Алгоритм расчета долговечности бетона по обобщенному критерию // В сб.: Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Материалы III Международной конференции. — Мн.: 1997. — Том 2.—С. 41—43.
6. ГУЗЕЕВ Е.А., ШЕВЧЕНКО В.И., СЕЙЛАНОВ Л.А. Исследование силовых и энергетических параметров разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. — 1986. — №8. — С. 1—5.
7. ГУЗЕЕВ Е.А., ЛЕОНОВИЧ С.Н., МИЛОВАНОВ А.Ф., ПИРАДОВ К.А., СЕЙЛАНОВ Л.А. Разрушение бетона и его долговечность. — Мн.: Тыдзень, 1997. — 170 с.
8. ЕНТОВ В.М., ЯГУСТ В.И. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития микротрещин в бетоне. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. — 1975. — №4. — С. 93—103.
9. ЗАЙЦЕВ Ю.В. Предельное равновесие сжатой пластины, ослабленной круговым отверстием и трещинами, выходящими на его контур. / Журнал прикладной механики и технической физики. — 1969. — №25. — С. 100—101.
10. ЗАЙЦЕВ Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982. — 196 с.
11. ЗАЙЦЕВ Ю.В., КАЗАЦКИЙ М.Б., ЦААВА Г.Ф. К нормированию значений K_{Ic} для мелкозернистых бетонов. // Бетон и железобетон. — 1984. — №6. — С. 23—24.
12. КАМИНСКИЙ А.А. О долговечности вязкоупругих тел с трещинами. // Доклады АН СССР. — 1979. — Т. 248. — №4. — С. 819—821.
13. КАМИНСКИЙ А.А. Механика разрушения вязкоупругих тел. — Киев: Наукова думка, 1980. — 160 с.
14. КАМИНСКИЙ А.А. Хрупкое разрушение вблизи отверстий. —

Киев: Наукова думка, 1982. — 158 с.

15. КАМИНСКИЙ А.А., КЕКУХ С.А. Длительное разрушение массива из вязкоупругого композиционного материала с плоской круговой трещиной. // Прикладная техника. — 1989. — Т. 25. — №2. — С. 66—75.

16. КОВЛЕР К.Л. Прогнозирование развития силовых трещин в несущих стеновых конструкциях крупнопанельных зданий: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — М.: 1986. — 23 с.

17. КОЛТУНОВ М.А. Ползучесть и релаксация. — М.: Высшая школа, 1976.— 277 с.

18. ЛАМКИН М.С., ПАЩЕНКО В.И. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона. // Известия ВНИИГ. — Т. 99. — 1972. — С. 234—239.

19. ЛЕОНОВ М.Я. Элементы теории хрупкого разрушения. // Журнал прикл. механики и технич. физики. — 1961. — №3. — С. 85—92.

20. ЛЕОНОВИЧ С.Н., ЛИХАЧЕВСКИЙ А.Я. Влияние объемной концентрации высокопрочного заполнителя на прочность и трещиностойкость тяжелого бетона с позиций механики разрушения // Известия ВУЗов. Строительство. — 1995. — №12. — С. 48—50.

21. ЛЕОНОВИЧ С.Н., ПИРАДОВ К.А. Основы энергетической концепции расчета железобетонных элементов // В сб.: Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Материалы III Международной конференции. — Мн.: 1997. — Т.1, часть 1, С. 258—264.

22. МИЛЛЕР К. Ползучесть и разрушение. — М.: Металлургия, 1986. — 118 с.

23. МУСХЕЛИШВИЛИ Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. — М.: Наука, 1966. — 707 с.

24. НАГОРНОВ А.Г. Трещиностойкость бетонов в связи с их структурой: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — Тбилиси, 1987. — 22 с.

25. ПАК А.П. Исследование трещиностойкости бетона с позиций механики разрушения. // Бетон и железобетон. — 1985. — №8. — С. 41—42.

26. ПАК А.П., ТРАПЕЗНИКОВ Л.П., ШЕРСТОБИТОВА Т.П., ЯКОВЛЕВА Э.Н. Экспериментальные исследования влияния структуры бетона на его прочность и сопротивляемость хрупкому разрушению. // Известия ВНИИГ. — 1979. — Т. 134. — С. 62—65.

27. ПАНАСЮК В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. — Киев: Наукова думка, 1968. — 246 с.

28. ПАНАСЮК В.В., АНДРЕЙКИВ А.Е., ПАРТОН В.З. Основы механики разрушения материалов. // Справочное пособие. — Т. 1. — Киев: Наукова думка, 1988. — 487 с.

29. ПАНАСЮК В.В., БЕРЕЖИЦКИЙ Л.Т., ЧУБРИКОВ В.М. Оценка трещиностойкости цементного бетона по вязкости разрушения. // Бетон и железобетон. — 1981. — №2. — С. 19—20.
30. ПАНАСЮК В.В., РОМАНОВ О.Н. Механика коррозионно-усталостного разрушения. // Коррозионная усталость материалов. — Киев: Наукова думка, 1982. — С. 39—66.
31. ПАРТОН В.З., МОРОЗОВ Е.М. Механика упругопластического разрушения. — М.: Наука, 1985. — 502 с.
32. ПИРАДОВ А.Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1973. — 136 с.
33. ПИРАДОВ А.Б., БАКРАДЗЕ Д.Д., ДАХУНДАРИДЗЕ Т.Ш., ТИГИШВИЛИ Н.Н., АРОБЕЛИДЗЕ В.И., ХУЦИШВИЛИ Т.Г. Некоторые вопросы разрушения и деформирования легких бетонов. // В сб.: Исследования в области бетона и железобетона. — Тбилиси: Мешниереба, 1983. — С. 3—25.
34. ПИРАДОВ А.Б., ГАБУНИЯ Г.Ш. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона. // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. — 1989. — №1. — С. 9—11.
35. ПИРАДОВ К.А. Расчет железобетонных элементов на основе методов механики разрушения: Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. — М.: 1995. — 298 с.
36. ПИРАДОВ К.А., ГУЗЕЕВ Е.А. Механика разрушения железобетона. — М.: Новый век, 1998. — 190 с.
37. ПИРАДОВ К.А., ГУЗЕЕВ Е.А., МАМАЕВ Т.Л., АБДУЛАЕВ К.У. Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона // Бетон и железобетон. — 1995. — №5. — С. 12—14.
38. РОМАНОВ А.Н. Разрушение при малоцикловом нагружении. — М.: Наука, 1988. — 278 с.
39. САВИН Г.Н. Распределение напряжений около отверстий. — Киев: Наукова думка, 1968. — 888 с.
40. САВИН Г.Н., КАМИНСКИЙ А.А. Об одной модели разрушения вязкоупругих сред. // Прикл. механика. — 1971. — №9. — С. 3—12.
41. САПУНОВ В.Т., МОРОЗОВ Е.М. Сопrotивление материалов распространению трещины при циклическом нагружении. — М.: МИФИ, 1978. — 69 с.
42. СИМОНОВ М.З. Основы технологии легких бетонов. — М.: Стройиздат, 1973. — 584 с.
43. СИМОНОВ М.З., МАТУЗОВ Т.Г. Метод определения прочности бетона на сжатие и растяжение на бетонных призмах. // Известия АН АрмССР (серия технических наук). — 1958. — №3. — С. 17—23.
44. ТАХЕР М.А. Влияние макроструктуры на трещиностойкость кон-

струкционного бетона с позиций механики разрушения: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — М.: 1989. — 17 с.

45. ТРАПЕЗНИКОВ Л.П. О критерии распространения трещины при хрупком разрушении стареющих материалов, обладающих свойством ползучести. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. — 1976. — №6. — С. 130—136.

46. ТРАПЕЗНИКОВ Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений. — М.: Энергоатомиздат, 1986. — 272 с.

47. ФОРМЭН К., КЭРНИ Ф., ЭМГА Л. Численное исследование распространения трещин в циклически загружаемых конструкциях // Теоретические основы инженерных расчетов. Серия Д. — 1967. — Т. 89, №3. — с. 8—15.

48. ФУДЗИНИ Т., ДЗАКО М. Механика разрушения композиционных материалов. — М.: Мир, 1982. — 232 с.

49. ХЕЛЛАН К. Введение в механику разрушения. — М.: Мир, 1988. — 364 с.

50. ЦААВА Г.Ф. Деформации и прочность бетона при растяжении с учетом особенности структуры материалов: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — Тбилиси: 1985. — 24 с.

51. ЧЕРЕПАНОВ Г.П. Механика хрупкого разрушения. — М.: Наука, 1974 — 640 с.

52. ШЕВЧЕНКО В.И. Трещиностойкость и долговечность жаростойких бетонов: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — М.: 1987. — 47 с.

53. ШЕВЧЕНКО В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона. — Волгоград: ВолгПИ, 1988. — 110 с.

54. ЩЕРБАКОВ Е.И., МАМАЖАНОВ Р. Прогнозирование коэффициента интенсивности напряжений при многократных приложениях нагрузок. // В сб.: Механика разрушения бетона и железобетона. Материалы конференции и совещаний по механике разрушения. — Севастополь, 1988. — С. 23.

55. ЯГУСТ В.И. Оценка сопротивления развитию трещин в бетонных конструкциях с помощью модели М.Я. Леонова — В.В. Панасюка — Д. Дагдейла. // Экспресс-информация. — М.: ЦИТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1981, вып. 9. — 23 с.

56. ЯРЕМА С.Я., МИКИТИЩИН С.И. Аналитическое описание диаграмм усталостного разрушения материалов. // ФХММ. — 1975. — №6. — С. 47—55.

57. ALFORD N. MCN., POOLE A.B. The Effect of Shape and Surface Texture on the Fracture Toughness of Mortars. // *Cement and Concrete Research*. — 9. — 1979. — P. 583—589.

58. BARRICK J.E. The Effects of Temperature and Relative Humidity on Static Fatigue of Hydrated portland Cement. — Ph. D. Thesis, Carnegie-Hellon University, Pittsburgh, 1972. — 4 p.

59. BIRCHALL J.D., HOWARD A.J., KENDALL K. Flexural Strength and Porosity of Cement. // *Nature*. — 289. — 1981. — P. 388—390.

60. BROWN J.H., POMEROY C.D. Fracture Toughness of Cement Paste and Mortars. // *Cement and Concrete Research*. — 3. — 1973. — P. 475—480.

61. CHEN DE-PEI, XU DAO-YUAN, XIANG ZHEN-XIAN. Fracture analysis in reinforced concrete and fracture toughness K_{IC} . // *International Conference of Fracture Mechanics of Concrete*, Lausanne, October, 1985, preprints, vol. 1. — P. 461—468/

62. COOPER A.C., FIGG J. Fracture Studies of Set Cement Paste. // *Journal of the British Ceramic Society*, — 71. — 1972. — P. 1—4.

63. COOPER G.A. Optimization of the Three-Point Bend Test for Fracture Energy Measurement. // *Journal of Materials Science*. — 1977. — №12. — P. 277—289.

64. DAIZ S. Fracture Mechanisms of Concrete Under Static, Sustained and Repeated Compressive Loads: Ph. D. Thesis, University of Illinois. — Uebana, 1971. — 24 p.

65. ESAKI T., TOKUMITSU Y. Study on Mechanism of Time-Dependent Deformation and Failure of Concrete, in Review of the Thirty-first General Meeting. // *The Cement Association of Japan*, Tokyo. — 1977. — P. 145—146.

66. EVANS A.G., CLIFTON J.R., ANDERSON E. The Fracture Mechanics of Mortars. // *Cement and Concrete Research*. — 6. — 1976. — P. 535—548.

67. GIORV O.E., SORENSEN S.I., ARNESEN A. Notch Sensitivity and Fracture Toughness of Concrete. // *Cement and Concrete Research*. — 7. 1977. — P. 333—344.

68. GLUCKLICH J. Static and Fatigue Fractures of Portland Cement Mortar in Flexure. // In: *Proceedings of the First International Conference on Fracture*. — Japan, 1965. — The Japanese Society for Strength and Fracture of Materials. — 1966. — Vol. 3. — P. 1343—1382.

69. CRIFFITH A.A. The phenomena of rupture and flow in solids. // *Phil. Trans. Roy. Soc., sec., A.*, — 1921. — №221. — P. 163—173.

70. CRIFFITH A.A. The theory of rupture. // In: *Proc. First. Int. Congr. for Appl. Mech. Delft.*, 1924. — P. 55—65.

71. HIGGINS D.D., BAILEY J.E. Fracture Measurements of Cement Paste.

- // Journal of Materials Science. — 11. — 1976. — P. 1995—2003.
72. HUSAK A.D. Static fatigue of Portland Cement Concrete: Ph. D. Thesis, Carnegie-Mellon University. — Pittsburgh, 1969. — 26 p.
73. HUSAK A.D., KRAKOSKY E.M. Static Fatigue of Hydrated. // Cement Concrete Institute. — 68. — 1971. — P. 263—271.
74. IRWIN G.R. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. // J. Appl. Mech. — 1957. — №3. — P. 361—364.
75. KAPLAN M.F. Crack propagation and the fracture of concrete. // Journ. of ACI. — 1961. — vol. 58, №11. — P. 591—610.
76. KHRAPKOV A.A., TRAPESNIKOV L.P., GEINATS G.S., PASCHENKO V.I., PAK A.P. The Application of Fracture Mechanics to the Investigation of Cracking in Massive Concrete Construction Elements of Dams. // In: Fracture 1977, Vol. 3, ICF4. — Waterloo, Ontario, 1977. — P. 1211—1217.
77. KOYANAGI W., SAKAI K. Observations on Crack Propagation Process of Mortar and Concrete. // In: Review of the Twenty-Fifth General Meeting, The Cement Association of Japan. — Tokyo, 1971. — P. 153—157.
78. LOTT J.L., KESLER C.E. Crack Propagation in Plain Concrete, in Symposium on Structure of Portland Cement Paste and Concrete. // Special report 90, Highway Research Board. — Washington, D. C., 1966. — P. 204—218.
79. MAHER A., DARWIN D. Mortar Constituent of Concrete Under Cyclic Compression. — Structural Engineering and Engineering Materials SM Report №5, The University of Kansas, Center for Research, Inc., Lawrence, Kansas, 1980. — 29 p.
80. MCCARTNEY L.N. Crack propagation resulting from a monotonic increasing applied stress, in a linear viscoelastic material. // International Journal Fracture. — 1977. №5. — P. 641—654.
81. MIHASHI H. A stochastic theory for fracture of concrete. // In: Fracture Mechanics of Concrete. — Amsterdam, Elsevier, 1983. — P. 301—339.
82. MINDESS S. The Application of Fracture Mechanics to Cement and Concrete: a Historical Review. // In: Fracture Mechanics of Concrete. — Amsterdam, Elsevier, 1983, P. 1—30.
83. MOAVENZADEN F., KUGUEL R. Fracture of Concrete. // Journal of Materials. — 4. — 1969. — P. 497—519.
84. NAUS D. J., LOTT J.L. Fracture Toughness of Portland Cement. // Concrete Institute. — 66. — 1969. — P. 481—489.
85. OKADA K., KOYANAGI W. Effect of Aggregate on the Fracture Process of Concrete. // In: Mechanical Behaviour of Materials, Proceedings of the International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971. — The Society of Materials Science, Japan, 1972, Vol. IV. — P. 72—83.

86. PARIS P.C. Fracture Mechanics Approach to Fatigue. // Sagamore Army Malts Research Conference, 10th Fatigue — Interdisciplinary Approach — Proc. Aug. 13-16, 1963. — P. 320—323.

87. PETERSSON P.E. Fracture Energy of Concrete: Practical Performance and Experimental Results. // Cement and Concrete research. — 10. — 1980 — P. 91—101.

88. ROKUDO K., KOYANAGI W. Role of compressive fracture energy of concrete beams // Application of Fracture Mechanics to Reinforced, ed. by A. Carpinter, London, Elsevier Applied Sciens, 1992. — P. 437—464.

89. SPOONER D.C., POMEROY C.D. Energy Dissipating Proceses in the Compression of Cement Paste and Concrete. // Cement and Concrete Research. — 3. — 1973. — P. 481—486.

90. STRANGE P.C., BRYANT A.H. Experimental Tests on Concrete Fracture. // Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE. — 105. — 1979. — P. 334—343.

91. SWAMY R.N. Linear elastic fracture mechanics parameters of concrete. // In: Fracture mechanics of concrete. — Amsterdam. Elsevier, 1983. — P. 441—461.

92. TOGAWA K., SATON T., ARAKI K. Parameters on the Fracture Toughness of Mortar and Concrete. // In: Review of the Twenty-Seventh General Meeting, The Cement Association of Japan, Tokyo, 1973. — P. 117—120.

93. UOMOTO T. I/ISCE experience in toughness characterization of FRC. // Invited presentation during workshop on Fracture Toughness of FRC, Sheraton Tempe Miesion Palms Hotel, Tempe, Arizona, Jan. 4-5, 1990. — 10 p.

94. VAN MIER J.G.M. Mode I Fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack interface grain bridging // Cement and Concrete Research. — 21(1). — 1991. — P. 11—15.

95. VONK R.A. A Micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression. — Heron, Vol. 38, №3, Delft, the Netherlands, 1993. — 94 p.

96. WITTMANN F.H., ZAITSEV Yu.V. Vervormung und Bruchvorgang poroser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und unter danerlast. // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. — H. 323. — West Berlin, 1977. — 24 p.

97. YAOZHONG J., JANGIU Z. Stability analysis of vertical cracks on face of diamond head buttressed dar at Zhaki hydropower station // Cement and Cocncrete Research. — 137. — 1994. — P. 451—460.

98. ГОСТ 25506—85. Методы механических испытаний металлов. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении — М.: Изд-во стандартов, 1986. — 61 с.

99. ГОСТ 29167—91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении —

М.: Изд-во стандартов, 1992. — 18 с.

100. ACI committee 446, Fracture mechanics of concrete: concepts, models and determination of material properties Concrete International. — 12 (12). — 1990. — P. 67–70.

101. CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft, Bulletin d'information No 203, 204 and 205, CEB, Lausanne, 1991. — 6 p.

102. RILEM Draft Recommendation (50-FMC). “Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three-Point Bend Test on Notched Beams”, Materials and Structures, Vol. 18, №106, July — August, 1985. — 290 p.

103. RILEM Report 7 “Fracture Mechanics of Concrete”, ed. by L. Elfgren, London, Chapman and Hall, 1989. — 29 p.

104. RILEM Report 5 (89-FMT), “Fracture Mechanics Test Methods for Concrete”, ed. by S.P. Shan and A. Carpinter, London, Chapman and Hall, 1991. — 30 p.

Тем, кто заинтересовался механикой разрушения, кто за формулами и интегралами увидел широкие ее возможности, кто осознал неотвратимость и необходимость перемен в науке о бетоне и железобетоне, мы предлагаем короткий перечень литературы, не вошедшей в основной библиографический список, лучших, на наш взгляд, публикаций в области механики разрушения твердых тел. Причем этот перечень для вашего удобства составлен не в алфавитном порядке, а по принципу — от простого к сложному:

1. Зайцев Ю.В. Новое в строительной науке. — М.: Знание, 1986. — 64 с.

2. Партон В.З. Механика разрушения: от теории к практике. — М.: Наука, 1990. — 240 с.

3. Работнов Ю.М. Введение в механику разрушения. — М.: Наука, 1987. — 80 с.

4. Саврук М.П. Коэффициенты интенсивности напряжений в телах с трещинами. — Киев: Наукова думка, 1988. — 620 с.

5. Панасюк В.В., Саврук М.П., Дацышин А.П. Распределение напряжений около трещин в пластинах и оболочках. — Киев: Наукова думка, 1976. — 444 с.

6. Партон В.З., Морозов Е.М. Механика упругопластического разрушения. — М.: Наука, 1985. — 502 с.

7. Колесников Ю.В., Морозов Е.М. Механика контактного разрушения. — М.: Наука, 1989. — 220 с.

About the Authors

Eugeny A. Guzeyev, Professor, leads a research department at the Reinforced Concrete Research Institute (Moscow, Russia). He has published over 230 papers, including 6 books. One from these books – “Concrete and Reinforced Concrete Deterioration and Protection” is a handbook for specialists in the field of corrosion of concrete. Professor Guzeyev is an author of over 200 researches and scientific – technical expertises. He is state (USSR) Prize laureate in the field of science and technology.

Professor Eugeny A. Guzeyev has made great contribution to development of science of concrete. He has been a supervisor of 19 doctoral theses, reviewer of 31 doctoral theses.

Sergei N. Leonovich, Ph. Dr., Associate Professor, Reinforced Concrete and Stone Constructions Department Belarussian Polytechnical Academy (Minsk, Belarus). His research interests include fracture mechanics of concrete, concrete and reinforced concrete deterioration and protection, Durability prediction of reinforced concrete structures. Dr. Leonovich is author of over 90 papers and 3 books; he has presented his work several times at national and international conferences. Dr. Leonovich has a great experience in the field of rehabilitation and strengthening of reinforced concrete structures.

Konstantin A. Piradov, Professor, Head of Department, Moscow State Opening Technical University (Moscow, Russia). His research is in area of fracture mechanics of reinforced concrete structures. Professor Piradov has made great contribution to development of methods of calculation of reinforced concrete structures, using fracture mechanics parameters. He has published over 130 papers and 5 books; he has presented his work at scientific conferences.

Научное издание

Гузеев Евгений Андреевич,
Леонович Сергей Николаевич,
Пирадов Константин Александрович

**МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА:
вопросы теории и практики**

Редакторы В.Л.Аксенов, Т.В.Строкач
Компьютерная верстка К.К.Шестовского

Подписано в печать 07.04.99 г. Формат 60x84¹/₁₆. Гарнитура Times. Б
мага **UniPaper**. Усл. печ. л. **12.7**. Уч.-изд. л. **13.6**. Зак. **244** Тир. 500 экз.

Отпечатано на ризографе Брестского политехнического института.
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.