Госстрой СССР

Ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский институт
бетона и железобетона
(НИИЖБ)

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА ПРИ НЕОДНООСНЫХ НАПРЯЖЕННЫХ СОСТОЯНИЯХ

Утверждены
директором НИИЖБ
16 декабря 1984 г.

Москва 1985

gost.e-ecolog.ru

УДК 620.I7:666.972

Печатается по решению секции железобетонных конструкций НТС НИИЖБ от 2I июля I983 г.

Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях. М., НИИЖБ Госстроя СССР, I985, 72 с.

Содержат основные положения по методике статических испытаний при неодноосных напряженных состояниях для определения механических свойств тяжелых, легких на пористых заполнителях, автоклавных ячеистых, силикатных и других видов бетона для сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций и сооружений различного назначения.

Предназначены для инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Табл. 3, илл. 35.

© Ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский институт
бетона и железобетона Госстроя СССР,
I985

ПРЕДИСЛОВИЕ

Бетонные и железобетонные конструкции зданий и сооружений различного назначения как правило испытывают неодноосные (двух- и трехосные) напряженные состояния, которые приводят к изменению их механического состояния и предельных условий, а следовательно, требует учета при разработке нормативных документов по проектированию и технических условий по применению таких конструкций.

При расчете бетонных и железобетонных конструкций по прочности, устойчивости и жесткости следует исходить из законов и уравнений механики твердого деформируемого тела с учетом неупругих деформаций бетона, нелинейности и необратимости их развития, нарушения сплошности и изменения объема материала в процессе нагружения.

Однако отсутствие необходимых экспериментальных данных по прочности и деформационным характеристикам бетона при неодноосных напряженных состояниях, особенно для стадии, близкой к разрушению, приводит к тому, что в проектировании зачастую расчеты массивных и плоскостных бетонных и железобетонных конструкций по прочности, устойчивости и жесткости производят исходя из теории упругости, что приводит к перерасходу материалов даже для железобетонных конструкций первой категории трещиностойкости. Поэтому настоятельной необходимостью является развитие экспериментальных методов исследований для получения и накопления данных о прочностных и деформационных характеристиках бетона (скалярных и тензорных), включающих соотношения между напряжениями и деформациями при однородных напряженных состояниях, вызванных различными классами неодноосных нагружении, а также развитие соответствующего расчетного аппарата. При этом для получения наиболее достоверных экспериментальных результатов и обеспечения возможности их сопоставления простейшие неодноосные испытания следует проводить по единой методике с применением унифицированных методов, приемов испытаний, с разработкой соответствующего оборудования и образцов стандартного размера и формы.

Настоящие Рекомендации содержат основные положения по методике различных неодноосных испытаний и представляют опыт проведения систематических экспериментов и результаты анализа исследований трех-двух- и одноосных напряженных состояний бетона.

Рекомендации разработаны лабораторией теории железобетона НИИЖБ Госстроя СССР (канд.техн.наук А.В.Яшин).

Все замечания и предложения по содержанию Рекомендаций просьба направлять в НИИЖБ по адресу: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., д.6.

Дирекция НИИЖБ

I. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

I.I. Настоящие рекомендации распространяются на различные виды конструкционного бетона (тяжелые, легкие на пористых заполнителях, автоклавный ячеистый, плотный силикатный и т.п.) для сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций и содержат основные положения по определению прочностных и деформационных характеристик при различных классах неодноосного (двух- и трехосного) нагружения (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций).

Основные термины и определения приведены в прил. I.

2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2.I. Прочностные и деформационные (скалярные и тензорные) характеристики определяют по результатам испытаний серии стандартных образцов-близнецов при простейших неодноосных нагружений с использованием методов, позволяющих с достаточной точностью и надежностью получать данные для разработки нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций или технических условий на отдельные виды конструкций и сооружений, испытывающих неодноосные (сложные) напряженные состояния.

2.2. Неодноосные испытания в зависимости от производственных условий могут осуществляться по двум программам:

программа минимум предусматривает определение только прочностных характеристик бетона с измерением в процессе нагружения только сил, действующих в направлении каждой оси образца (делением их на соответствующую площадь сечения образцов получают компоненты главных напряжений σ_1, σ_2, σ_3);

программа максимум предусматривает определение прочностных и деформационных характеристик бетона с измерением в процессе нагружения как сил, так и линейных деформаций образца в направлении каждой его центральной оси (последние представляют компоненты главных относительных деформаций ε_1, ε_2, ε_3).

2.3. К прочностным и деформационным (скалярным и тензорным) характеристикам, получаемым на основе простейших неодноосных нагружений образцов (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций) относятся: тензор деформаций (E) и тензор напряжений (S) (девиатор и шаровой) и их главные компоненты (ε_1, ε_2, ε_3 и σ_1, σ_2, σ_3) на любом уровне нагружения, в том числе в состоянии, близком к упругому ($\varepsilon_{1,e}$, $\varepsilon_{2,e}$, $\varepsilon_{3,e}$ и $\sigma_{1,e}$, $\sigma_{2,e}$, $\sigma_{3,e}$), и в предельном состоянии ($\widetilde{\varepsilon}_1$, $\widetilde{\varepsilon}_2$, $\widetilde{\varepsilon}_3$ и $\widetilde{\sigma}_1$, $\widetilde{\sigma}_2$, $\widetilde{\sigma}_3$);

уравнение связи девиатора напряжений ($\mathcal{D}_\sigma$) и девиатора деформаций ($\mathcal{D}_\varepsilon$);

то же, шарового тензора напряжений (σ) и шарового тензора деформаций (ε);

начальный модуль упругости бетона при сдвиге $G_\theta = E_\theta / 2\,(1 + \nu_\theta)$ и модуль деформаций при сдвиге $G = G\,(\varepsilon, \tilde{e}_1, \mu_\varepsilon)$ в зависимости от степени деформации;

начальный модуль упругости бетона при объемном сжатии $K_\theta = E_\theta : 3\,(1 - 2\nu_\theta)$ и модуль объемных деформаций $K = K\,(\varepsilon, \tilde{\varepsilon}, e_I)$ в зависимости от степени деформации;

нижняя $\sigma_{inf} / \tilde{\sigma}$ и верхняя $\sigma_{sup} / \tilde{\sigma}$ границы микротрещинообразования при различных классах неодноосного нагружения (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций).

2.4. Указанные в п.2.3 настоящих Рекомендаций основные характеристики следует определять по результатам испытаний образцов при следующих классах простейшего неодноосного нагружения:

двухосном однородном сжатии;

" " растяжении;

" " сжатии-растяжении;

чистом сдвиге;

трехосном однородном равномерном сжатии (гидростатическое сжатие);

" " равномерном растяжении;

" " неравномерном растяжении-сжатии;

" " растяжении-сжатии-сжатии;

" " растяжении-растяжении-сжатии.

Примечание. Дополнительные характеристики по п.2.6 следует определять по результатам испытаний образцов при простейшем одноосном нагружении - осевом сжатии и осевом растяжении.

2.5. Простейшие классы двухосного нагружения (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций) можно осуществить (при соответствующем оборудовании) на бетонных образцах трубчатой формы. Однако трудность их изготовления (толщина стенок трубы должна быть меньше диаметра на порядок и больше) и громоздкость испытательного оборудования из-за требуемого большого диаметра труб в большой степени ограничивают их применение.

2.6. К прочностным и деформационным характеристикам бетона, подлежащим определению (помимо перечисленных в п.2.3 настоящих Рекомендаций) следует отнести:

а) сопротивление бетона одноосному сжатию R по ГОСТ 10180-78 и сопротивление бетона одноосному сжатию $R_c \cong R_{ef}$ и растяжению R_t', определяемые на основе одноосного нагружения образцов в условиях, идентичных условиям нагружения, указанным в пп.4.3 и 4.4 настоящих Рекомендаций;

б) начальный модуль упругости бетона при сжатии $E_f' \cong E_f$, растяжении $E_{f,t}' \cong E_{f,t}$ и компоненты относительных деформаций образцов (продольные ε_x и поперечные $\varepsilon_y = \varepsilon_z$) на любом уровне нагружения, определяемые на основе одноосного нагружения в условиях, упомянутых в п."а";

в) начальный модуль упругости бетона при сжатии E_f, его призменную прочность R_{ef} и компоненты относительных деформаций образцов (продольные ε_x и поперечные $\varepsilon_y = \varepsilon_z$) на любом уровне нагружения, определяемые по ГОСТ 24452-80 для возможности получения сопоставимых результатов.

2.7. При определении прочностных и деформационных характеристик бетонов можно не учитывать влияние на них температурно-влажностных условий, т.е. не предусматривать программой испытания выдерживание образцов в специальных температурно-влажностных условиях, если эти условия соответствуют нормальным условиям применения бетонов в конструкциях. За нормальные условия применения бетонов в конструкциях принимают условия с интервалом рабочих температур 20 ± 10^0С и относительной влажности воздуха $65 \pm 10\%$. В остальных случаях программой испытания следует предусматривать специальные температурно-влажностные условия хранения и испытания образцов.

2.8. Испытания по определению перечисленных в пп.2.3 и 2.6 настоящих Рекомендаций основных характеристик проводят путем ступенчатого нагружения образцов стандартной формы и размеров (см. п.3.1 настоящих Рекомендаций) одновременно по одной, двум или трем главным осям, как правило, до разрушения по типу простого пропорционального нагружения (если программой испытаний не предусмотрено сложное нагружение), т.е., когда действующие на образец силы возрастают от нуля пропорционально одному параметру или тензор напряжений равен $(S)=(S)\lambda$. Порядок нагружения образцов приведен в п.6.7 настоящих Рекомендаций.

Сложное нагружение предполагает непропорциональное возрастание, действующих на тело сил, т.е., когда тензор напряжения $(S) \neq (S) \cdot \lambda$.

При наличии соответствующего оборудования испытания могут проводиться при непрерывном нагружении с постоянной скоростью и для возможности сопоставления результатов продолжительностью, соответствующей ступенчатому (см. п.6.7 настоящих Рекомендаций).

3. ФОРМА И РАЗМЕРЫ ОБРАЗЦОВ

3.1. Форма и размеры принимаемых для испытания образцов должны соответствовать ГОСТ 10180-78 и 24452-80.

При этом наиболее предпочтительными являются образцы сечением 150х150 мм (базовые образцы).

3.2. Отклонение формы, размеров образцов от проектных не должны превышать:

по длине сторон и диаметру $\pm 1\%$ (ГОСТ 10180-78);

по неплоскостности опорных граней, непрямолинейности и перекосу ребер на участке длиной 100 — 0,05 мм. Выполнение этих условий проверяют щупами по ГОСТ 882-75.

3.3. Для каждой траектории нагружения в пространстве σ_1, σ_2, σ_3 рекомендуется принимать не менее двух- трех образцов.

3.4. Бетонные смеси и исходные материалы для изготовления образцов должны отвечать требованиям соответствующих стандартов и технических условий*.

3.5. Способ изготовления, а также условия твердения и хранения образцов должны соответствовать, указанным в ГОСТ 10180-78, если программой испытания не предусмотрены другие специальные требования.

Все изготовленные образцы маркируют.

3.6. Данные, касающиеся состава и подвижности бетонной смеси для изготовления образцов, плотности и возраста бетона, а при необходимости также его влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости следует заносить в журнал испытаний.

3.7. Плотность, влажность, водопоглощение, пористость и водонепроницаемость бетона определяют по ГОСТ 12730.0-78 - 12730.5-78.

3.8. Влияние возраста бетона, как сопутствующего фактора на его

---

* Методические рекомендации по определению механических характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении. М., НИИЖБ, 1983.

прочностные и деформационные характеристики, получаемые на основе неодноосных нагружений образцов, следует свести до минимума, назначая такой интервал времени испытаний, в течение которого практически сохраняется неизменность механических свойств бетона.

Проверку влияния возраста бетона и других сопутствующих факторов (например, его температуры и влажности) на определяемые характеристики проводят путем сравнения значений сопротивления одноосному сжатию R в начале и в конце опыта (см. п.2.6 настоящих Рекомендаций).

3.9. При использовании для неодноосных испытаний образцов призматической или цилиндрической формы согласно ГОСТ 10180-78 и 24452-80 полученные результаты по прочностным характеристикам необходимо сопоставлять с аналогичными результатами испытаний на одноосное сжатие (см. п.2.6) образцов-кубов того же сечения, изготовленных из одного замеса.

4. ОБОРУДОВАНИЕ, ПРИБОРЫ, ПРИСПОСОБЛЕНИЯ

4.1. Оборудование (машины и нагружающие устройства), предназначенное для двух- и трехосных испытаний должно обеспечивать плавность нагружения с заданной скоростью, центральное и равномерно распределенное по сечению приложение сил относительно нагружаемых осей образца.

Для центрального и равномерного распределения приложения сил рекомендуется использовать (см. рис.1-2):

при сжатии - стальные шаровые опоры диаметром 300±10 мм с жесткими опорными плитами; резиновые камеры устанавливаемые в замкнутые стальные формы, с передачей давления через опорные жесткие стальные плиты, позволяющие обеспечить равномерность его передачи на каждую грань образца;

при растяжении - самоцентрирующие стальные захваты, невращающиеся в процессе нагружения образца, с передачей силы растяжения через анкерные жесткие плиты, позволяющие обеспечить равномерность ее передачи на каждую грань образца.

4.2. Поверхность всех опорных плит нагружающего устройства и машин по чистоте должна соответствовать классу не ниже 7 (ГОСТ 2789-73) и обладать достаточной жесткостью (см. сноску на стр.8).

4.3. Для равномерного сжатия и создания в образце состояния, близкого к однородному напряженному - для снижения концентрации напряжений и уменьшения трения в местах контакта образца с опорными плитами нагружающего устройства - следует применять прокладки из тонких антифрикционных материалов с нанесением на их поверхность смазочных

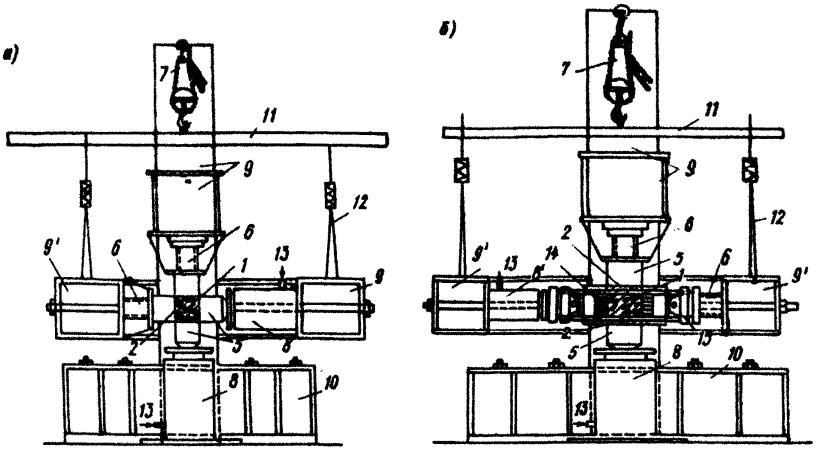


Рис.I. Схема установки для испытаний образцов на двухосное сжатие (а) и двухосное сжатие-растяжение (б). Обозначения см. на рис.2

материалов (например, 2-3 слоя целлулоида толщиной 0,5-0,8 мм с графитовой смазкой между ними), а также различные приспособления типа "щетки".

При выборе прокладок из антифрикционных материалов или приспособлений для уменьшения трения в местах контакта следует исходить из обеспечения краевого условия по прочности образца-куба

$$R_c \approx R_{cf} \quad , \qquad (I)$$

где R_c - сопротивление образца-куба одноосному сжатию с применением того или иного способа уменьшения трения в местах его контакта с опорными плитами нагружающего устройства; R_{cf} - призменная прочность бетона, определяемая по методике ГОСТ 24452-80.

4.4. Для равномерного растяжения и обеспечения в образце состояния, близкого к однородному напряженному - свободного равномерного поперечного расширения волокон бетона у края образца - стальные захваты рекомендуется крепить к опорным граням образца через приспособления типа "щетки" или через прокладки, выполненные из податливого материала типа древесины. Прокладки из древесины толщиной 50 мм следует устанавливать таким образом, чтобы направление волокна сов-

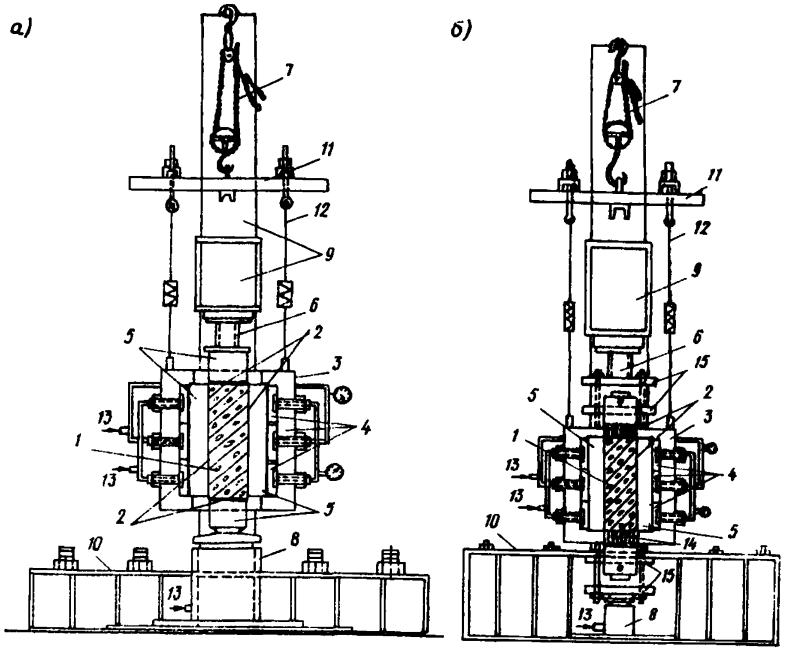


Рис.2. Схема установки для испытания образцов при трехосном сжатии (а) и трехосном растяжении-сжатии-сжатии

I - грузовая таль; 2 и 3 - элементы подвески; 4 и 4' - элементы рамы; 5 - кольцевой динамометр; 6 - прокладка между образцом и плитой; 7 - элемент несущего корпуса; 8 - резиновые камеры, передающие давление на образец; 9 - опорные плиты; I0 и I0' - гидродомкраты с шаровыми опорами; II - трубопроводы к насосным станциям; I2 - бетонный образец; I3 - балка крепления рамы; I4 - прокладки из брусков древесины (одним торцом приклеиваются к образцу, другим - к плите анкерного захвата реверса); I5 - реверс для создания растягивающей силы в образце

падало с направлением растягивающего усилия.

При выборе материалов и приспособлений для свободного поперечного расширения образца следует исходить из обеспечения краевого условия по его деформациям:

$$\varepsilon_x' = \varepsilon_x \quad , \qquad (2)$$

где ε_x' , ε_x - относительные деформации на расстоянии 20 мм от края и в середине образца соответственно.

4.5. Для измерения в процессе испытания приложенных сил и линейных деформаций образца необходимо предусмотреть метрологическое обеспечение:

а) для измерения силы с погрешностью не более 2%: тарированные динамометры и манометры;

б) для измерения линейных деформаций с погрешностью не более $\varepsilon_j = 1 \cdot 10^{-6}$: тензометры (ГОСТ 18957-73) и проводниковые тензорезисторы (ГОСТ 21616-76).

Порядок размещения и установки измерительных приборов приведен в пп.5.7, 5.8, 5.9 и 6.3 настоящих Рекомендаций.

4.6. Статические испытания при двухосном равномерном и неравномерном сжатии ($\sigma_1 \geq \sigma_2$) рекомендуется проводить на установке, конструктивная схема которой приведена на рис.1,а. Нагружение образцов-кубов с ребром 150 мм производится согласно п.6.7 настоящих Рекомендаций (если программой испытания не предусмотрено сложное нагружение) на основании графиков (см.рис.3,а-линии 1-4) и в соответствии с прил.2 с помощью двух гидродомкратов - 2000 кН, передающих развиваемое ими давление через стальные шаровые опоры с жесткими опорными плитами на нагружаемые грани образца. Давление в системе поддерживается с помощью двух автономных насосных станций.

В установках подобного типа вертикальная несущая рама является неподвижной (может крепится к силовому полу); горизонтальная подвижная - крепится к первой и должна перемещаться относительно неподвижной рамы вместе с образцом при нагружении.

В качестве силоизмерителей служат два тарированных кольцевых динамометра, рассчитанных на восприятие силы $F = 2000 \pm 20$ кН.

4.7. Статические испытания при двухосном сжатии - растяжении ($\sigma_1 > \sigma_3$) и чистом сдвиге ($\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau$) рекомендуется проводить на установке, конструктивная схема которой приведена на рис.1,б. Нагружение образцов-кубов с ребром 150 мм производится согласно п.6.7 настоящих Рекомендаций на основании графиков (см.рис.3,а - линии 5-8) и в соответствии с прил.2 с помощью двух гидродомкратов: для создания растяжения - 100 кН и сжатия - 2000 кН.

Развиваемое ими давление передается через стальные шаровые опо-

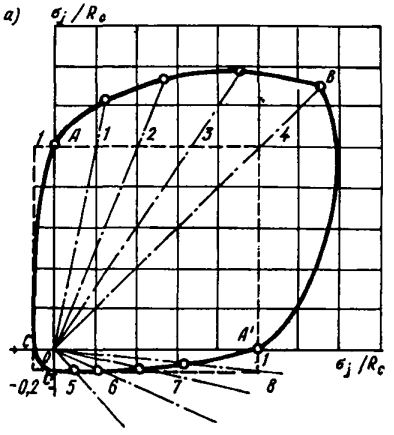
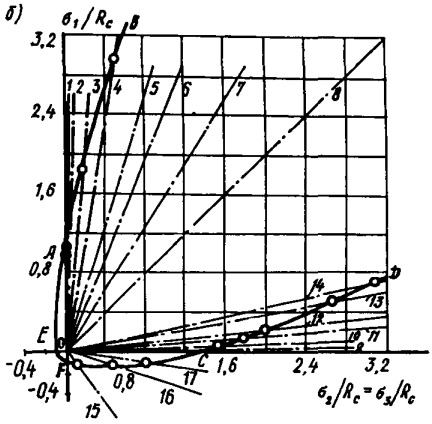


Рис.3. Графики изменения ожидаемых предельных напряжений в бетоне

а - при двухосном сжатии-сжатии $\sigma_1 \geq \sigma_2$ и сжатии-растяжении $\sigma_1 \geq \sigma_3$

б - при трехосном сжатии-сжатии-сжатии $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ или $\sigma_1 \geq \sigma_2 > \sigma_3$ сжатии-сжатии-растяжении $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

I-I7 - траектории нагружения образцов



ры с жесткими опорными плитами непосредственно на нагружаемые грани образца и через реверс для создания растяжения.

Для обеспечения краевого условия по п.4.4 настоящих Рекомендаций стальные захваты рекомендуется приклеивать с помощью эпоксидного клея к опиленным в соответствии с п.5.2 настоящих Рекомендаций опорным граням образца через прокладки из древесины толщиной 50 мм (вдоль волокон).

В качестве силоизмерителей служат два тарированных кольцевых динамометра: один расчитан на $F = 2000 \pm 20$ кН для измерения силы сжатия, другой - на $F = 100 \pm 10$ кН для измерения силы растяжения.

4.8. Статические испытания при двух- и трехосном растяжении рекомендуется проводить на установке по конструкции, аналогичной указанной на рис.I,б с той лишь разницей, что нагружающие устройства должны создавать растяжение по двум или всем нагружаемым граням образца. Давление может передаваться с помощью двух (при двухосном нагружении) и трех (при трехосном нагружении) гидродомкратов через реверсы для создания двух- и трехосного растяжения образца.

Примечание. Такой установкой можно пользоваться и для проведения статических испытаний образцов-кубов при трехосном сжатии и других классах неоднородных нагружений (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций). Однако при некоторых видах трехосного нагружения предпочтительнее использовать установки более простой конструкции (см. пп.4.9 и 4.10 настоящих Рекомендаций).

4.9. Статические испытания при трехосном неравномерном ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$; $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) и равномерном ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) сжатии на образцах-призмах сечением I50xI50 мм и высотой - 454 мм рекомендуется проводить на установке, конструктивная схема которой приведена на рис.2,а. Согласно п.6.7 настоящих Рекомендаций нагружение следует проводить на основании графиков (см. рис.3,б - линии I-I4) и в соответствии с прил.2 с помощью нагружающих устройств: гидродомкрата, рассчитанного на восприятие силы $F = 2000$ кН с передачей давления на торцевую грань образца в направлении продольной центральной оси и гидравлического устройства замкнутого типа с четырьмя опорными стальными плитами и резиновыми камерами - 40 МПа с передачей давления на боковые грани образца автономно в направлении двух других центральных осей. Давление в системе поддерживается тремя автономными насосными станциями.

В качестве силоизмерителей используются: для измерения сжимающей силы тарированный кольцевой динамометр, расчитанный на усилие

F = 2000±20 кН и более и для измерения силы-давления, передаваемого на образец, два образцовых манометра.

Вертикальная рама, являясь несущей, неподвижна (может крепиться к силовому полу); гидравлическое устройство подвешивается к вертикальной раме и может перемещаться вместе с образцом относительно неподвижной рамы при его нагружении.

4.10. Статические испытания при трехосном сжатии-сжатии-растяжении ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) рекомендуется проводить на образцах-призмах сечением 150x150 мм, высотой - 454 мм на установке, конструктивная схема которой приведена на рис.2,б. Нагружение согласно п.6.7 настоящих Рекомендаций следует проводить на основании графиков (см. рис.3,б - линии 15-17) и в соответствии с прил.2 с помощью нагружающих устройств: гидродомкрата, рассчитанного на F = 100 кН с передачей давления через реверс для создания силы растяжения в направлении продольной центральной оси образца и гидравлического устройства замкнутого типа с четырьмя опорными стальными плитами и резиновыми камерами 40 МПа с передачей давления на боковые грани образца-призмы автономно в направлении двух других центральных осей. Давление в системе поддерживается тремя автономными насосными станциями.

В качестве силоизмерителей используются:

для измерения растягивающей силы - кольцевой динамометр, рассчитанный на восприятие F = 100±10 кН, для измерения силы давления, передаваемого на образец, - два образцовых манометра.

4.11. Статические испытания образцов-цилиндров диаметром 150 мм, высотой 600 мм на трехосное неравномерное сжатие ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ и $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) проводят на установке, представляющей собой камеру высокого давления. Нагружение согласно п.6.7 настоящих Рекомендаций следует проводить на основании графиков (см. рис.3,б - линии 1-7 и 9-14) и в соответствии с прил.2 с помощью гидродомкрата, рассчитанного на F = 2000 кН и более, с передачей давления на торцевую грань цилиндра в направлении его образующей и камеры высокого давления, создающей равномерное гидростатическое давление жидкостью в поперечном направлении цилиндра. Во избежание проникновения жидкости в поры бетона образец следует изолировать слоем пленки или поместить в тонкую запаенную металлическую оболочку. В таких установках можно создать лишь ограниченные классы нагружений ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ и $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$), что сужает область их применения.

4.12. Статические испытания при различных классах нагружений согласно п.2.4 настоящих Рекомендаций могут проводиться на установ-

ках другой конструкции, например, на установках мембранного типа, в которых давление на грани образца передается через мембраны, выполненные из достаточно прочного и упругого материала. Однако невысокое создаваемое ими давление, трудность изготовления и недостаточная надежность ограничивает их применение.

4.13. Нагружающие устройства, машины и измерительные приборы должны быть аттестованы и проверены организациями Госстандарта или ведомственными метрологическими службами в соответствии с ГОСТ 8.001-80 и 8.002-71.

4.14. Формы для изготовления опытных образцов должны отвечать требованиям ГОСТ 22685-77. Оборудование для укладки и уплотнения бетонной смеси, а также инструменты, приспособления для измерений с целью определения размеров образца, выявления отклонений его формы и размеров от проектных, в том числе по неплоскостности опорных граней, - требованиям ГОСТ 10180-78.

4.15. При проведении испытаний с целью определения прочностных и деформационных скалярных и тензорных характеристик при неоднородном нагружении бетона, подвергающегося в процессе эксплуатации нагреву, насыщению водой, нефтепродуктами и другими жидкостями, следует предусматривать дополнительно оборудование в соответствии с требованиями ГОСТ 24452-80.

5. ПОДГОТОВКА К ИСПЫТАНИЯМ

5.1. Перед испытанием образец осматривают. Сведения о наличии околов ребер, раковин и инородных включений заносят в журнал для испытаний. Мелкие дефекты в виде наплывов устраняют с помощью наждачного камня. Производят необходимые измерения для установления размеров образца, отклонений его формы и размеров согласно требованиям п.3.2 настоящих Рекомендаций.

При необходимости определяют физические параметры бетона по п.3.7 настоящих Рекомендаций путем соответствующих испытаний образцов.

5.2. Перед испытанием к граням образца для создания растяжения с помощью эпоксидного или других видов клея крепят стальные захваты (см. п.4.4 настоящих Рекомендаций). С этой целью для более надежного крепления образец-призму опиливают до проектных размеров на камнерезных станках, снабженных дисковыми пилами с алмазными зубцами, изготовленными из твердых сплавов. При этом захваты следует надежно центрировать относительно нагружаемой оси образца, погрешность не

должна превышать I% линейного размера поперечного сечения образца.

5.3. На боковой поверхности образца наносят центральные линии для правильной установки по ним проводниковых тензорезисторов или тензометров и для центрирования образца по всем нагружаемым осям (трем, двум или одной, в зависимости от класса нагружений, см. п.2.4 настоящих Рекомендаций).

5.4. Перед испытанием на одно- и двухосное нагружение опорные грани образцов выбирают так, чтобы силы были направлены параллельно слоям укладки бетонной смеси в формы.

В испытании при трехосном нагружении, когда одна или две силы растягивающие, опорные грани образцов выбирают так, чтобы эти силы были направлены параллельно слоям укладки бетонной смеси в формы, а сжимающая сила перпендикулярна им. В испытаниях при трехосном неравномерном (равномерном) растяжении одна сила будет направлена перпендикулярно слоям укладки бетонной смеси в формы. Во всех этих случаях необходимо провести испытание по ГОСТ I0I80-78 для определения сопротивления бетона одноосному сжатию R вдоль и поперек слоев укладки бетонной смеси. При расхождении в сопротивлении бетона вдоль и поперек укладки бетонной смеси в формы более 8% следует дополнительно проверить влияние анизотропии свойств на новой серии образцов. При повторении результатов испытаний образцы новой серии могут быть испытаны с учетом анизотропных свойств материала, что должно быть предусмотрено программой испытания.

5.5. Опорные грани образцов маркируют. В журнал испытания заносят сведения о направлении сил по отношению к слоям укладки бетонной смеси в форму.

5.6. Базу при измерении деформаций следует принимать не менее, чем в 2,5 раза больше размера наибольшего зерна крупного заполнителя, но не менее:

для проводниковых тензометров - 50 мм;

для других измерительных устройств - I00 мм.

Во всех случаях измерение деформаций следует производить с погрешностью, составляющей не более $\varepsilon_j = I \cdot I0^{-5}$.

5.7. Проводниковые тензорезисторы крепят с помощью клея на поверхность образца или в специальные пазы глубиной и шириной 3–4 мм, предварительно выпиленные с помощью дисковой пилы с алмазными резцами.

5.8. Тензорезисторы устанавливают в направлениях трех главных осей образца ($j = I, 2, 3$):

при двухосном нагружении – на четырех опорных гранях (в пазах) и на двух ненагружаемых гранях образца (см.рис.4,а);

при трехосном нагружении – на всех шести опорных гранях образца (в пазах) (см. рис.4,б,в).

5.9. Тензометры устанавливают в направлении трех главных осей образца (j = I,2,3):

при двухосном нагружении – на двух ненагружаемых гранях образца в направлении осей j = I и 2 и вдоль ребер в направлении оси j = 3 (см. рис.5,а);

при трехосном нагружении– вдоль шести ребер образца в направлениях осей j = I, 2, 3 (рис.5,б).

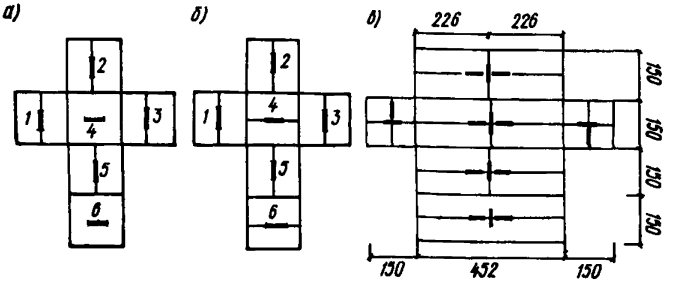


Рис.4. Развертка и схема расположения тензорезисторов на гранях образца для измерения его линейных деформаций при двухосном (а) и трехосном (б, в) нагружении

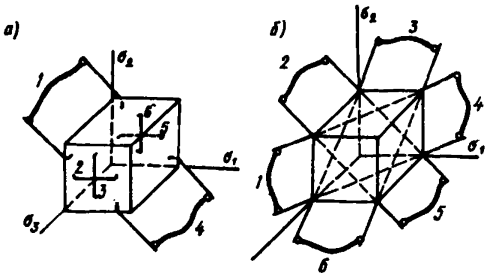


Рис.5. Схемы крепления тензометров для измерения линейных деформаций образца при двухосном (а) и трехосном (б,в) нагружении

5.10. За нормальные условия применения тензометров всех типов принимаются условия, соответствующие требованиям ГОСТ 18957-73, согласно которым интервал рабочих температур должен поддерживаться в пределах 20±10°С при относительной влажности воздуха в помещении не более 70%.

5.11. Образцы перед испытанием следует в течение 2-4 ч выдержать в помещении, если не предусмотрены другие требования.

6. ПРОВЕДЕНИЕ ИСПЫТАНИЙ

6.1. Перед испытанием необходимо на основе данных по сопротивлению бетона одноосному сжатию R_c и растяжению R_t, наметить предельные значения главных напряжений σ_1, σ_2 и σ_3 на основе опытных данных по влиянию двух- и трехосности напряженного состояния (см.рис.3).

При наличии данных лишь о кубиковой прочности бетона R его сопротивление одноосному сжатию R_c рекомендуется принимать равным (80÷85)% от R, а сопротивление одноосному растяжению (в МПа) определять по формуле*

$$R_t = \frac{5R}{45 + R} . \qquad (3)$$

6.2. При выборе нагружающего устройства и шкалы силоизмерителя следует исходить из класса (см. п.2.4), вида (см. п.2.8) и схемы (см. п.7.1) нагружения, а также из намеченных предельных значений главных напряжений в образце (см. п.6.1 настоящих Рекомендаций) и соответствующих предельных сил, вычисленных для каждой опорной грани.

При выборе шкалы следует соблюдать требования ГОСТ 24452-80.

Погрешность измерения силы не должна превышать 2%.

6.3. При проведении испытаний по схеме В (см.п.7.1 настоящих Рекомендаций) образцы оснащают тензорезисторами или тензометрами для измерения деформаций.

Тензорезисторы устанавливают согласно пп.5.7 и 5,8 настоящих Рекомендаций. Исправность работы тензометрической станции АИД-4 и другой аналогичной аппаратуры при использовании тензорезисторов следует контролировать в процессе испытания по показаниям контрольных тензорезисторов, наклеиваемых на поверхность ненагруженных образцов. Показания приборов должны оставаться практически неизменными в течение всего времени испытаний.

* Ядшин А.В. Прочность бетона и его структурные изменения в процессе нагружения. - В кн.: Прочность, структурные изменения и деформации бетона. М., 1978.

Тензометры устанавливают согласно п.5.9 настоящих Рекомендаций с помощью приспособлений в виде металлических опорных стерженьков, закрепляемых непосредственно на свободных гранях образца или в теле бетона с выводом через р е б р а в направлении, соответствующем диагонали грани с тем, чтобы они занимали положение между двумя опорными плитами нагружающего устройства (см.рис.5). Учитывая трудность размещения опорных стерженьков и сложность их закрепления для измерения деформаций предпочтительнее использовать тензорезисторы, наклеиваемые в пазы (см.рис.4).

6.4. При установке в нагружающее устройство образец тщательно центрируют по нагружаемым осям; с помощью отвеса проверяют совпадение центральных осей образца с шарнирами захватов (при растяжении) или с шарнирами опорных плит (при сжатии), ориентируясь по рискам, нанесенным на плитах нагружающего устройства.

6.5. Антифрикционные материалы или прокладки для уменьшения трения устанавливают заподлицо с гранями образца в местах контакта с опорными плитами нагружающего устройства. При этом опорные плиты необходимо тщательно очистить от частиц бетона, оставшихся от предыдущего испытания.

Установленный в нагружающее устройство образец нагружают силами не более 2% от ожидаемой разрушающей, проверяют исправность приборов, снимая дважды показания всех тензометров (тензорезисторов). При необходимости показания приборов корректируют, добиваясь совмещения стрелки с нужным делением измерительной шкалы прибора.

6.6. Центрирование образца проводят последовательно по всем нагружаемым осям путем пробных испытаний до получения одинаковых показаний приборов, располагаемых на противоположных гранях образца. Отклонение в приращении деформаций ε_1, ε_2, ε_3 не должно превышать 15% от среднего значения при силе, равной $40 \pm 5\%$ от разрушающей по каждой оси. После пяти неудачных попыток центрирования образец бракуют.

6.7. Нагружение образца следует производить по типу простого пропорционального нагружения (см. п.2.8 настоящих Рекомендаций), постепенно увеличивая нагрузку ступенями, равными 10% от ожидаемой разрушающей силы по каждой оси образца, при скорости нагружения на каждой ступени 0,6 МПа/с при сжатии и 0,05 МПа/с при растяжении. Продолжительность выдержки ступени 4–5 мин (в испытаниях с нагревом до 15 мин). С целью более детального исследования предельной стадии, начиная с уровня нагрузки, равной 85% от разрушающей, рекомендуется

на каждой ступени снимать нагрузку с 10 до 5%.

При нагружении по программе максимум в журнал испытаний заносят показания силоизмерителей, тензорезисторов (тензометров) и других приборов, снятые в начале и в конце каждой ступени, а при нагружении по программе минимум - только силоизмерителей (см. п.2.2 настоящих Рекомендаций).

При непрерывном нагружении с постоянной скоростью последнюю следует выбирать с таким расчетом, чтобы общее время испытаний образца соответствовало времени ступенчатого нагружения. Следует предусматривать автоматическую запись показаний силоизмерителей и тензометров.

6.8. Нагружающие устройства должны отвечать общим техническим условиям и правилам эксплуатации испытательного оборудования и машин, должны быть снабжены приспособлениями, гасящими при разрушении образца накопившуюся кинетическую энергию. Во избежание несчастных случаев рабочее пространство вокруг нагружающего устройства должно быть ограждено металлической сеткой.

6.9. Лица, допущенные к проведению испытаний, должны пройти соответствующее обучение, инструктаж, в том числе изучение настоящих Рекомендаций, правил эксплуатации нагрузочных устройств, средств измерений деформаций, силы, давлений, а также инструкции по безопасности труда.

7. ПОДСЧЕТ РЕЗУЛЬТАТОВ

7.1. При испытании образцов, моделирующем напряженное состояние в небольшом объеме конструкции (в точке), и задании закона изменения при нагружении тензора напряжений (S) $(\sigma_{i,j},\ i,j = 1, 2, 3)$*, полностью определяющего напряжения в окрестности любой точки, следует измерить тензор деформаций (E), полностью определяющий деформации в окрестности той же точки. При задании в опыте закона изменения тензора деформаций (E) следует измерить тензор напряжений. В первом случае нагружение образца производится по схеме А, во втором - по схеме В. Наиболее распространен первый случай. При простом нагружении отношения главных компонент тензора напряжений σ_2 / σ_1 и σ_3 / σ_1 сохраняется постоянным. Меняя это отношение от опыта к опыту изменяют внешние условия и устанавливают влияние их на закон связи между тензорами (E) и (S).

---

*Тензор имеет три инварианта преобразования, а вектор имеет только один инвариант преобразования.

7.2. В зависимости от класса простейших неодноосных нагружений по п.2.4 принимают следующие соотношения (см. прил.2 настоящих Рекомендаций) главных компонент тензора напряжений, изменяющие внешние условия проведения опытов и процессы деформаций образцов.

7.3. Для однородных напряженных и деформированных состояний, которые создаются в образцах в процессе их нагружения, должны быть определены свойства соотношений между тензорами напряжений и тензорами деформаций бетона (в отдельных оговоренных случаях с учетом ползучести бетона, температуры и сложных нагружений) и выяснены независимые инвариантные характеристики этих состояний, относящиеся к упруго-пластическому поведению бетона. Это позволяет установить правильные соотношения между напряжениями и деформациями бетона для ранее не исследованных процессов его деформирования и границы обоснованного применения их на практике для расчетов жесткости, прочности, устойчивости бетонных и железобетонных конструкций, синтеза их минимального веса и т.п.

7.4. При определении свойств соотношений между напряжениями и деформациями при простом нагружении тензор деформаций (напряжений) следует представить в виде суммы шарового тензора деформации (напряжений):

$$(\varepsilon) \quad или \quad \varepsilon = \frac{1}{3}\varepsilon_j = \frac{1}{3}\theta \ ; \tag{4}$$

$$(\sigma) \quad или \quad \sigma = \frac{1}{3}\sigma_j \ ; \tag{5}$$

девиатора деформаций (напряжения):

$$(\mathcal{D}_\varepsilon) \ или \ e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij}\varepsilon \ ; \tag{6}$$

$$(\mathcal{D}_S) \ или \ S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma \ , \tag{7}$$

если σ, ε – положительные величины ($\delta_{ij} = 1$ при $i = j$, $\delta_{ij} = 0$ при $i \neq j$).

Физически это означает, что изменение объема и плотности квазиизотропного тела в начальном состоянии определяется только шаровым тензором или инвариантом $\varepsilon = \theta/3$, а изменение углов между любыми волокнами (плоскостями) определяется только девиатором деформаций ($\mathcal{D}_\varepsilon$).

В качестве инвариантов, кроме $\varepsilon = \theta/3 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$ (8) и $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ (9), следует использовать инварианты девиатора деформаций

$$e_I = \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon)^2} \tag{10}$$

и девиатора напряжений

$$S_I = \sqrt{(\sigma_1-\sigma)^2+(\sigma_2-\sigma)^2+(\sigma_3-\sigma)^2} \qquad (11)$$

а также другие эквивалентные инварианты (см.прил.I), характеризующие состояние деформаций сдвига бетона и называемые модулями девиаторов.

7.5. Для наглядного представления о свойствах неодноосных напряженных состояний бетона, о зависимостях между компонентами напряжений и деформаций бетона по направлениям осей координат образцов (в какой-либо точке имитируемой ими конструкции),а также о количественной характеристике этих состояний процесс нагружения представляют геометрически либо в пространстве главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, либо главных деформаций $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$. Возможно также представление процесса нагружения в виде девиатора деформаций $e_{ij}(t)$ и дополнительно среднего гидростатического давления $\sigma(t)$*. Последнее представление удобно при интерпретации опытов в камере высокого давления при изменении сдвиговых деформаций образцов при любом давлении в камере.

Таким образом процесс нагружения образца во времени при постоянной температуре определяют компоненты тензора деформации $\varepsilon_{ij}(t)$ или компоненты девиатора деформации $e_{ij}(t)$ и средняя деформация $\varepsilon(t)$. При переменной температуре его дополнительно определяет функция температуры $T(t)$. Эти и другие аналогичные макрофизические характеристики напряженно-деформированного состояния лежат в основе синтеза конструкций и служат для определения полной системы их оптимальных механических свойств.

7.6. При определении ожидаемых предельных значений напряжений на опытный образец влияние различных напряженных состояний следует устанавливать на основании графиков рис.3 или на основании аналитических подсчетов (см.прил.3), используя зависимость типа

$$S_I/\sqrt{2/3}\cdot\phi(\psi,\sigma)\cdot(g+(1-g)F(\sigma)/F_c) = R_c \cong R_{ef}. \qquad (12)$$

Полученные в испытаниях результаты по сопротивлению бетона при различных двух- и трехосных напряженных состояниях следует нанести на соответствующие рисунки и по средним значениям, вычисленным для отдельных серий образцов-близнецов, провести соответствующие кривые, характеризующие особенности сопротивления исследуемого бетона при

* Во всех рассматриваемых случаях переменная время t характеризует лишь последовательность состояний, а не скорость их изменения.

различных классах нагружения в соответствии с п.2.4.

7.7. Результаты по деформациям бетона при различных напряженных состояниях следует представлять в виде таблиц компонентов деформаций и графиков, изображенных на рис.6 и 7, используя средние значения деформаций по сериям образцов-близнецов. При аналитическом описании полученных соотношений рекомендуется использовать законы связи между напряжениями и деформациями отдельно для девиатора $s_x - e_x$ и гидростатической составляющей $\sigma - \varepsilon$ (см. прил.3).

7.8. На основании полученных соотношений $S_I = S_I(e_x)$ и $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ следует определять начальный модуль упругости при сдвиге G_θ и объемном сжатии K_θ. На рис.6 и 7 они представляют собой тангенсы угла наклона касательной к начальному участку кривой (с точностью до постоянного множителя) и определяются по формулам:

$$G_\theta = \frac{S_I}{2e_I} \quad \text{и} \quad K_\theta = \frac{\sigma}{\theta} = \frac{\sigma}{3\varepsilon} \,. \qquad (13)$$

Эти деформационные характеристики наряду с начальным модулем упругости бетона при сжатии $E_\theta = \sigma_{x,e} / \varepsilon_{x,e}$, коэффициентом Пуассона $\nu = \varepsilon_{y,e} / \varepsilon_{x,e}$, определяемыми согласно ГОСТ 24452-80, являются важнейшими, которые применяются при расчетах конструкций, находящихся в условиях неодноосных напряженных состояний. Между указанными величинами наблюдаются соотношения:

$$G_\theta \cong \frac{3K_\theta E_\theta}{9K_\theta - E_\theta} \,, \quad K_\theta \cong \frac{E_\theta G_\theta}{9G_\theta - 3E_\theta} \,, \quad E_\theta \cong \frac{9K_\theta G_\theta}{G_\theta + 3K_\theta} \,, \qquad (14)$$

которые следует проверить для исследованного бетона на основании полученных экспериментальных результатов.

7.9. Для описания законов деформирования и соотношений между инвариантами деформаций и напряжений при простом нагружении образцов по схеме А (см. п.7.1 настоящих Рекомендаций) рекомендуются следующие аналитические выражения (см. прил.3):

$$S_I = 2G_\theta \cdot e_I \cdot F_1(s_I) / F_2(S_I, \tilde{S}_I, \mu_\sigma) \,, \qquad (15)$$

$$\sigma = 3K_\theta \cdot K_1(\sigma) / K_2(\sigma, \tilde{\sigma}, s_I) \,, \qquad (16)$$

где

$$F_1(s_I) = (1 + a_1 S_I^2) / (1 + a_2 S_I^2) \,,$$

$$F_2(s_I, \tilde{S}_I, \mu_\sigma) = 1 + b_1 (2 + \mu_\sigma)(S_I / \tilde{S}_I)^n \,,$$

$$K_1(\sigma) = (1 + c_1 \sigma^2) / (1 + c_2 \sigma^2) \,,$$

$$K_2(\sigma, \tilde{\sigma}, s_I) = 1 - d_1 (\sigma / \tilde{\sigma})^n \cdot (d_2 + S_I^3 / (\sigma + d_3)^3) \,;$$

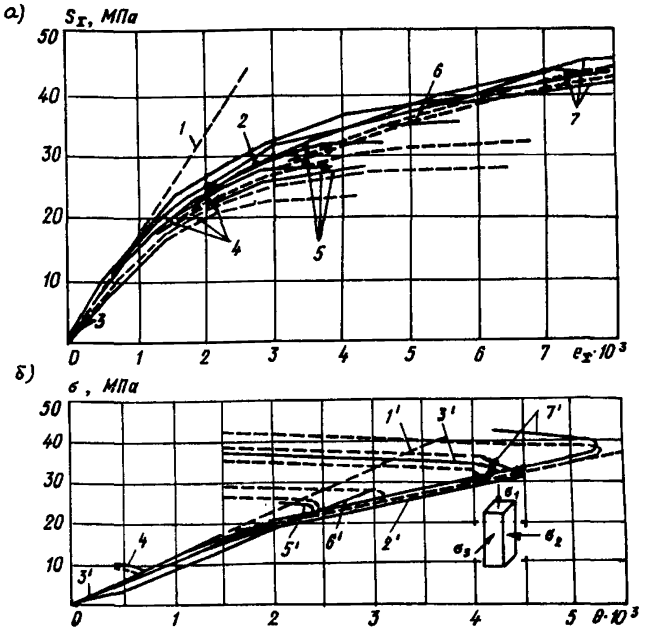


Рис.6. Графики "деформации–напряжение"

а – для девиатора $S_I = e_I$; б – для шарового тензора $\sigma \div \varepsilon$, где $\varepsilon = \theta / 3$

I и I' – начальные деформации бетона; 2 и 2' – усредненные деформации при более высоких уровнях напряжений (за исключением предельной стадии); 3 и 3' – при одноосном растяжении; 4 и 4' – при одноосном сжатии; 5 и 5' – при двухосном равномерном сжатии; 6 и 6', 7 и 7' – при трехосном неравномерном сжатии при разных напряжениях; – – – значения, полученные при расчете по формулам (I5) и (I6).

Для удобства расчетов их рекомендуется привести к виду:

$$e_I = \frac{S_I}{2G_e}\left(1 + \frac{S_I \cdot (3/2)^{\frac{r}{2}}}{2G_e \cdot p \cdot (Q)^r}\right) = \frac{S_I}{2G_{(e_I, \tilde{e}_I, \mu_\varepsilon)}} \qquad r = 1,2,3,\ldots, \quad (I7)$$

$$3\varepsilon = \theta = \frac{\sigma / K_c}{1 + \sigma^2 / \sigma_{sup}^2} = \frac{\sigma}{K_{(\varepsilon, \tilde{\varepsilon}, \mu_\varepsilon)}} , \qquad (18)$$

где функции деформаций P, Q и K_c, включающие в качестве независимых переменных предельные значения деформаций $\tilde{e}_x$ и $\tilde{\varepsilon}$, а в общем случае и характеристику вида девиатора деформаций μ_ε, описывают нелинейные составляющие изменения относительных сдвиговых e_x и средних относительных деформаций бетона ε. В формулах (I7) и (I8) между величинами G, K и E, являющимися модулями соответствующих полных деформаций, при простом нагружении наблюдается зависимость типа (I4).

7.I0. Для простоты расчетов по п.7.9 настоящих Рекомендаций можно принять, что средние относительные деформации ε изменяются по упрощенным законам (рис.7,а) и описываются уравнениями:

до уровня напряжений, равного верхней границе микротрещинообразования $\sigma = \sigma_{sup} / \bar{\sigma}$ (в первом приближении может быть принята, равной 0,80)

$$\varepsilon = \sigma / 3K_\theta , \qquad (19)$$

с уровня напряжений $\sigma = \sigma_{sup} / \bar{\sigma}$ и выше

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{3K_\theta} - \frac{\sigma - \sigma_{sup}}{3K_\theta} , \qquad (20)$$

где $\varepsilon = \theta / 3$ – текущая средняя относительная деформация бетона,
ε_θ – то же, предельная средняя при расширении, K_θ – модуль объемных деформаций расширения бетона (модуль дилатации).

С этой целью по результатам эксперимента для того или иного класса неодноосных нагружений (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций) следует определить дополнительно его характеристики напряженно-деформированного состояния S_θ, σ_{sup} и

$$K_\theta = \frac{\sigma - \sigma_{sup}}{3\varepsilon_\theta} . \qquad (21)$$

7.II. Для описания соотношений между инвариантами тензора деформаций и напряжений, содержащих нисходящий участок, получаемых при нагружении образца по схеме В (см. п.7.I настоящих Рекомендаций) и реализации в опыте изменения тензора деформации с постоянной скоростью $d\varepsilon_{ij} / dt = Const$, рекомендуются выражения:

для девиаторной составляющей деформаций

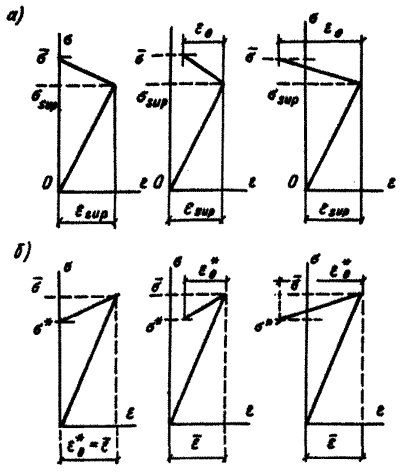


Рис.7. Схемы для описания изменения средних деформаций бетона с ростом среднего напряжения при нагружении

а – по схеме А; б – по схеме В

$$\frac{S_1}{R_{ef}} = \frac{(e_x/\bar{e}_x)\cdot m}{(e_x/\bar{e}_x)^m + B_1}, \quad (22)$$

для составляющей шарового тензора деформаций (в соответствии с упрощенными расчетными схемами, приведенными на рис.7,б)в пределах участка диаграммы:

а) восходящего $-\varepsilon = \sigma/3K_\theta$

б) нисходящего $-\varepsilon = \tilde{\sigma}/3K_\theta^+ + (\tilde{\sigma} - \sigma^*)/3K_\theta$,

где $\varepsilon = \theta/3$ – средние деформации бетона; ε_θ^* – то же, предельные при расширении; σ^* – минимальное напряжение на нисходящем участке диаграммы (в первом приближении может быть принято, равным $0{,}80\cdot\tilde{\sigma}$, см.рис.7,б); K_θ – модуль дилатации для нисходящего участка, равный

$$K_\theta = \frac{\tilde{\sigma} - \sigma^*}{3\varepsilon_\theta^*}. \quad (23)$$

7.I2. Для определения малых приращений характеристик напряженно-деформированного состояния ε_{ij}, ε, σ_{ij} (возможно и температуры T) следует измерения их в опытах производить с достаточной точностью (см. пп.5.6 и 6.2 настоящих Рекомендаций).

7.I3. В процессе нагружения рекомендуется зафиксировать: момент разрушения образца; предельные значения всех компонентов напряжений и деформаций образца; угол наклона площадок, по которым произошло разрушение образца.

7.I4. По результатам экспериментального определения сопротивления бетона при различных классах неоднородных нагружений (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций) и всех его компонентов тензора деформаций следует оценить меру точности полученных характеристик бетона статистическими методами (см. ссылку на стр.8).

ОСНОВНЫЕ ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Термин, соотношение	Определение
I	2
Сила в момент испытания F_j, кН	Сила F_j, действующая вдоль каждой нагружаемой координатной оси (j = I, 2, 3) образца в момент испытания
Площадь поперечного сечения образца A_j, мм^2	Площадь сечения A_j, соответствующая нагружаемой координатной оси j = I, 2, 3 образца
База измерения деформаций l_j, мм	База измерения линейных деформаций l_j при нагружении вдоль каждой оси j = I, 2, 3 образца
Симметричный тензор напряжений II ранга (S) $(S) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}$	Совокупность всех векторов напряжений, определяющих напряженное состояние в некоторой точке при повороте осей координат от x, y z к x', y', z'. Удовлетворяет преобразованию $\sigma_{x'} l + \sigma_{y'} m + \sigma_{z'} n = \sigma_x l^2 + \sigma_y m^2 + \sigma_z n^2 + 2(\sigma_{xy} lm + \sigma_{yz} mn + \sigma_{zx} nl)$.
Компоненты симметричного тензора напряжений σ_{ij} II ранга (i, j = x, y, z), МПа	Составляющие нормальных и касательных напряжений относительно осей x, y, z (у нормальных напряжений σ_i индекс указывает одновременно направление и нормаль к площадке, на которой действует напряжение; у касательных напряжений σ_{ij} первый индекс указывает направление, а второй – нормаль к площадке)
Главные напряжения σ_1, σ_2, σ_3, МПа	Нормальные напряжения, действующие на главных площадках. При нагружении образца определяются отношением силы F_j, действующей вдоль каждой координатной оси (j = I,2,3)

I	2
	образца, к соответствующей площади поперечного сечения A_j, т.е. F_j / A_j
Среднее нормальное напряжение σ, МПа $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$	Напряжение, численно равное нормальному напряжению на октаэдрической площадке с нормалью равнонаклонной к главным осям напряжений
Шаровой тензор напряжений (σ) $(\sigma) = \begin{pmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma \end{pmatrix}$	Совокупность всех векторов нормальных напряжений, обеспечивающих всестороннее равномерное сжатие (растяжение) в каждой точке твердого тела
Девиатор напряжений ($\mathcal{D}_S$) $(\mathcal{D}_S) = \begin{pmatrix} \sigma_x - \sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y - \sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_z - \sigma \end{pmatrix}$	Тензор, равный разности тензора напряжений (S) и шарового (σ)
Интенсивность касательных напряжений τ_i, МПа $\tau_i = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$	Касательное напряжение на октаэдрической площадке (октаэдрическое напряжение)
Инвариант девиатора напряжений, S_I, МПа $S_I = \frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$	Напряжение, пропорциональное октаэдрическому с коэффициентом пропорциональности $\sqrt{3}$
Интенсивность напряжений, σ_i, МПа $\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$	Напряжение, пропорциональное октаэдрическому с коэффициентом пропорциональности $3/\sqrt{2}$
Параметр Лоде-Надаи μ_σ $\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$	Величина $-1 \le \mu_\sigma \le 1$, определяющая направление девиатора напряжений ($\mathcal{D}_S$)
Параметр φ $\varphi = \arccos \frac{3 - \mu_\sigma}{2\sqrt{3 + \mu_\sigma^2}}$	Угол $-\pi/3 \le \varphi \le \pi/3$, образуемый вектором-инвариантом девиатора напряжений $\overline{S}$, с направлением проекции

I	2
	главной оси σ_1 на плоскость $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$
Нижняя граница микротрещинообразования бетона $\sigma_{inf}/\bar{\sigma}$, МПа	Уровень напряжений, характеризующий стадию начала образования микротрещин в бетоне
Верхняя граница микротрещинообразования бетона $\sigma_{sup}/\bar{\sigma}$, МПа	Уровень напряжений, характеризующий стадию прогрессирующего микротрещинообразования бетона
Симметричный тензор деформаций II ранга (E) $(E)=\begin{pmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy}/2 & \varepsilon_{xz}/2 \\ \varepsilon_{yx}/2 & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz}/2 \\ \varepsilon_{zx}/2 & \varepsilon_{zy}/2 & \varepsilon_z \end{pmatrix}$	Совокупность всех векторов деформаций, определяющих деформированное состояние в некоторой точке тела при повороте осей координат от x, y, z к x', y', z'. Удовлетворяет преобразованию, указанному выше для (S)
Компоненты симметричного тензора деформаций ε_{ij} II ранга ($i, j = x, y, z$)	Составляющие нормальных относительных деформаций и деформаций сдвига относительно осей x, y, z. Индексы см. выше, для σ_{ij}
Абсолютные значения главных деформаций вдоль главных осей Δl_1, Δl_2, Δl_3	Абсолютные значения линейных укорочений или удлинений образца вдоль главных осей
Относительные значения главных деформаций ε_1, ε_2, ε_3 вдоль главных осей	Относительные значения линейных укорочений или удлинений образца вдоль главных осей
Средняя относительная деформация ε $\varepsilon = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3 = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)/3$	Относительная деформация, численно равная нормальной составляющей деформаций на октаэдрической площадке
Объемное относительное сжатие (растяжение) $\theta = 3\varepsilon$	Утроенная величина средней относительной деформации

1	2
Шаровой тензор деформаций (ε) $(\varepsilon) = \begin{pmatrix} \varepsilon & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon \end{pmatrix}$	Совокупность всех векторов нормальных составляющих деформаций на октаэдрической площадке
Интенсивность деформаций сдвига $\gamma_i = \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$	Относительные деформации сдвига, соответствующие удвоенному углу сдвига октаэдрической площадки
Инвариант девиатора деформаций $e_I = \frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$	То же, с коэффициентом пропорциональности $3/2\cdot\sqrt{3}$
Интенсивность деформаций ε_i $\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$	То же, с коэффициентом пропорциональности $1/\sqrt{2}$
Девиатор деформаций $(\mathcal{D}_\varepsilon)$ $(\mathcal{D}_\varepsilon) = \begin{pmatrix} \varepsilon_x-\varepsilon & \varepsilon_{xy}/2 & \varepsilon_{xz}/2 \\ \varepsilon_{yx}/2 & \varepsilon_y-\varepsilon & \varepsilon_{yz}/2 \\ \varepsilon_{zx}/2 & \varepsilon_{zy}/2 & \varepsilon_z-\varepsilon \end{pmatrix}$	Тензор, равный разности между тензором деформаций (E) и шаровым (ε)
Параметр μ_ε $\mu_\varepsilon = \frac{2\varepsilon_2-\varepsilon_1-\varepsilon_3}{\varepsilon_1-\varepsilon_3}$	Величина $-1 \le \mu \le 1$, определяющая направление девиатора деформаций $(\mathcal{D}_\varepsilon)$
Модуль упругости при сдвиге G_ε, МПа $G_\varepsilon = \frac{S_x}{2e_x} = \frac{\sigma_i}{3\varepsilon_i} = \frac{\tau_i}{\gamma_i}$	Коэффициент пропорциональности между τ_i и γ_i при $\tau_i = 0{,}3\tilde{\tau}_i$; $\tilde{\tau}_i$ – предельная величина, определяемая из условия (12)
Модуль упругости при объемном сжатии K_ε, МПа $K_\varepsilon = \frac{\sigma}{3\varepsilon} = \frac{\sigma}{\theta}$	Коэффициент пропорциональности между σ и θ при $\sigma = 0{,}3\tilde{\sigma}$, где $\tilde{\sigma}$ предельная величина, определяемая из условия (12)

Приложение 2

Рекомендуемые соотношения главных напряжений ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

Класс неодноосных нагружений	Соотношения главных напряжений					
I	2	3	4	5	6	7
Двухосное сжатие $\sigma_2 : \sigma_1$	0,20:I	0,40:I	0,60:I	0,80:I	I:I	
Двухосное растяжение $(-\sigma_3):(-\sigma_2)$	I:I	0,80:I	0,60:I	0,40:I	0,20:I	
Двухосное растяжение-сжатие (в том числе чистый сдвиг) $(-\sigma_3) : \sigma_1$	I:I	0,80:I	0,60:I	0,40:I	0,20:I	
Трехосное равномерное сжатие $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$	I:I:I					
Трехосное (неравномерное) сжатие $\sigma_3 : \sigma_2 : \sigma_1$	0,05:0,05:I 0,I:0,I:I 0,2:0,2:I 0,4:0,4:I 0,6:0,6:I 0,8:0,8:I	0,05:0,2:I 0,I:0,2:I 0,2:0,4:I 0,4:0,6:I 0,6:0,8:I 0,8:I:I	0,05:0,4:I 0,I:0,4:I 0,2:0,6:I 0,4:0,8:I 0,6:I:I	0,05:0,6:I 0,I:0,6:I 0,2:0,8:I 0,4:I:I	0,05:0,8:I 0,I:0,8:I 0,2:I:I	0,05:I:I 0,I:I:I

Продолжение прил. 2

I	2	3	4	5	6	7
Трехосное неравномерное растяжение $(-\sigma_3):(-\sigma_2):(-\sigma_1)$	I:I:0,05	I:0,8:0,05	I:0,6:0,05	I:0,4:0,05	I:0,2:0,05	I:0,05:0,05
	I:I:0,I	I:0,8:0,I	I:0,6:0,I	I:0,4:0,I	I:0,2:0,I	I:0,I:0,I
	I:I:0,2	I:0,8:0,2	I:0,6:0,2	I:0,4:0,2	I:0,2:0,2	
	I:I:0,4	I:0,8:0,4	I:0,6:0,4	I:0,4:0,4		
	I:I:0,6	I:0,8:0,6	I:0,6:0,6			
	I:I:0,8	I:0,8:0,6				
Трехосное растяжение-сжатие-сжатие $(-\sigma_3):\sigma_2:\sigma_1$	I:I:I					
	0,8:I:I	0,8:0,8:I				
	0,6:I:I	0,6:0,8:I	0,6:0,6:I			
	0,4:I:I	0,4:0,8:I	0,4:0,6:I	0,4:0,4:I		
	0,2:I:I	0,2:0,8:I	0,2:0,6:I	0,2:0,4:I	0,2:0,2:I	
	0,I:I:I	0,I:0,8:I	0,I:0,6:I	0,I:0,4:I	0,I:0,2:I	0,I:0,I:I
	0,05:I:I	0,05:0,8:I	0,05:0,6:I	0,05:0,4:I	0,05:0,2:I	0,5:0,05:I
	0,03:I:I	0,03:0,8:I	0,03:0,6:I	0,03:0,4:I	0,03:0,2:I	0,05:0,05:I
	0,02:I:I	0,02:0,8:I	0,02:0,8:I	0,02:0,4:I	0,02:0,2:I	0,02:0,02:I
Трехосное растяжение-растяжение-сжатие $(-\sigma_3):(-\sigma_2):\sigma_1$	I:I:I					
	0,8:I:I	0,8:0,8:I				
	0,6:I:I	0,6:0,8:I	0,6:0,6:I	0,6:0,6:I		
	0,4:I:I	0,4:0,8:I	0,4:0,6:I	0,4:0,4:I		
	0,2:I:I	0,2:0,8:I	0,2:0,6:I	0,2:0,4:I	0,2:0,2:I	
	0,I:I:I	0,I:0,8:I	0,I:0,6:I	0,I:0,4:I	0,I:0,2:I	0,I:0,I:I
	0,05:I:I	0,05:0,8:I	0,05:0,6:I	0,05:0,4:I	0,05:0,2:I	0,05:0,05:I
	0,03:I:I	0,03:0,8:I	0,03:0,6:I	0,03:0,4:I	0,03:0,2:I	0,03:0,03:I
	0,02:I:I	0,02:0,8:I	0,03:0,6:I	0,02:0,4:I	0,02:0,2:I	0,02:0,02:I

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ И ПРОЦЕССОВ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА ПРИ РАЗЛИЧНЫХ НАПРЯЖЕННЫХ СОСТОЯНИЯХ

I. Основные соотношения теории прочности и деформаций бетона и их экспериментальная проверка

Целью данных исследований является проверка предельного сопротивления различных видов бетона (тяжелого мелко- и крупнозернистого, керамзитобетона и ячеистого бетона) двухосному сжатию, двухосному сжатию-растяжению, в том числе чистому сдвигу (рис.8), трехосному неравномерному сжатию (рис.9), трехосному сжатию-сжатию-растяжению (рис.10) и в других случаях неодноосного напряженного состояния[*], при котором бетон перестает сопротивляться внешним воздействиям и разрушается. Эксперименты выполнялись на установках, конструктивные схемы которых приведены в гл.4. В качестве образцов были приняты кубы с ребром 150 мм или призмы сечением 150x150 мм. Образцы нагружали по двум или трем центральным осям сжимающими силами (двух- и трехосное сжатие) или сжимающими и растягивающими силами (двухосное сжатие-растяжение, чистый сдвиг или трехосное сжатие-сжатие-растяжение).

Для создания однородного напряженного состояния и обеспечения краевых условий (см. пп. 4.3 и 4.4 настоящих Рекомендаций) применяли целлулоидные прокладки толщиной 0,5–0,8 мм в сочетании с графитовой смазкой или другой эквивалентный способ.

Из графиков рис.8–10 следует, что результаты экспериментов удовлетворительно согласуются с предельным условием (24), учитывающим влияние трех инвариантов тензора напряжений – $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, $S_I = \frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}$ и $\varphi = \arccos(3-\mu_\sigma)/2\sqrt{3+\mu_\sigma^2}$, выраженным через главные напряжения σ_1, σ_2 и σ_3:

$$S_I / \sqrt{2/3}\cdot\phi(\varphi,\sigma)\left(g+(1-g)F(\sigma)/F_c\right) = R_c \approx R_{cf} , \qquad (24)$$

[*] Экспериментальная проверка осуществлена в лаборатории теории железобетона НИИЖБ автором при участии в отдельных экспериментах П.М.Бича, Р.Г.Касимова, Ю.А.Воробьёва, Л.Э.Буслера, А.К.Кулманова, В.Н.Первакова, В.В.Свистунова, О.П.Винокурова и М.А.Султанова.

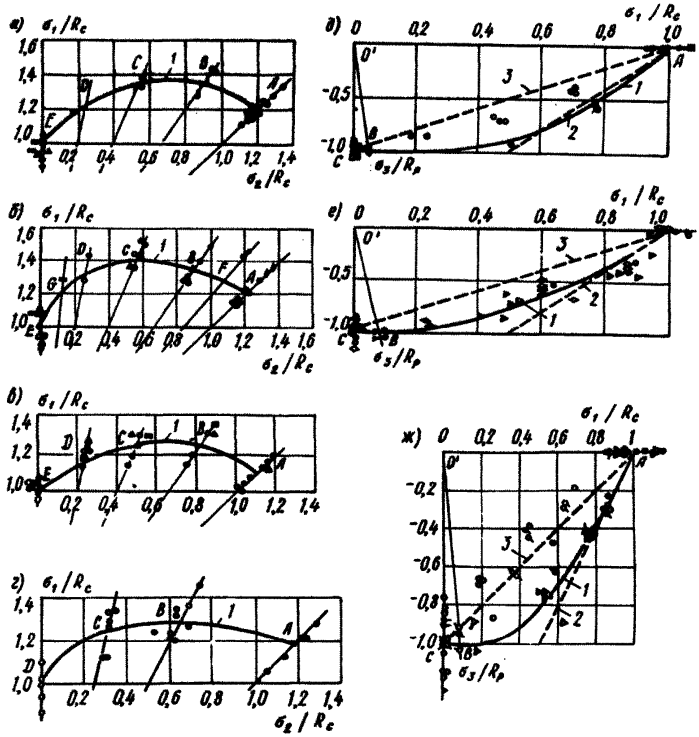
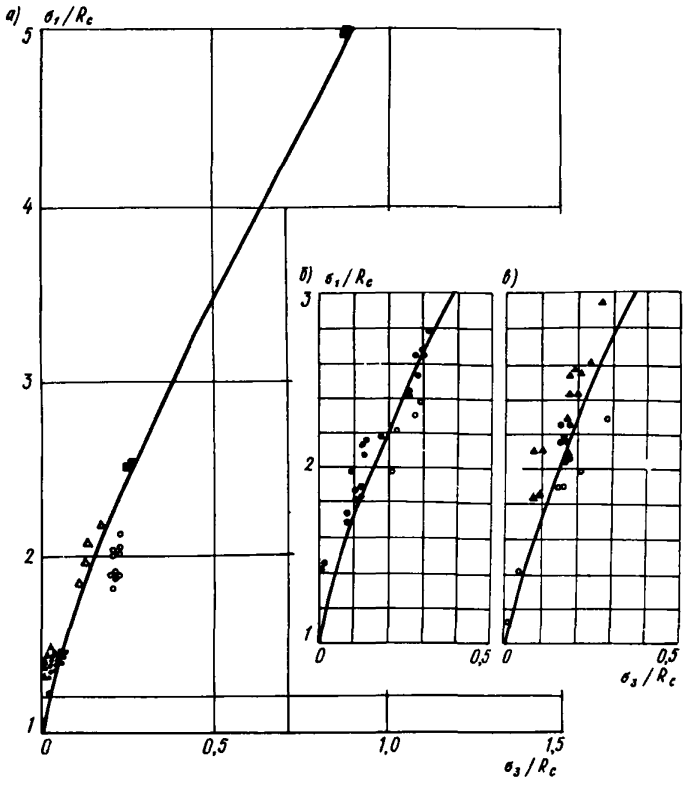


Рис. 8. К проверке предельного сопротивления бетонов двухосному сжатию-сжатию (а,б,в,г) и сжатию-растяжению (д,е,ж, где точка В - сопротивление чистому сдвигу);

а,б - для тяжелого крупнозернистого бетона соответственно - $\bar{R}$ = 58,7 и 36,7 МПА; в - для тяжелого мелкозернистого бетона - $\bar{R}$ = 43,3 МПа; г - для керамзитобетона - $\bar{R}$ = 35,5 МПА; д,е - для крупнозернистого бетона соответственно $\bar{R}$ = 65 и 35 МПа; ж - для керамзитобетона - $\bar{R}$ = I7,5 МПа (◿ , ◺) и для мелкозернситого бетона - $\bar{R}$ = 2I МПа (o , ◔);

o , □, △, ◇ - простое нагружение; ● , ■ , ▲ , ◆ , ⊖ - сложное нагружение

I - предельное сопротивление бетона; 2 и 3 - граничные значения, принятые по главе СНиП 2.03.0I-85



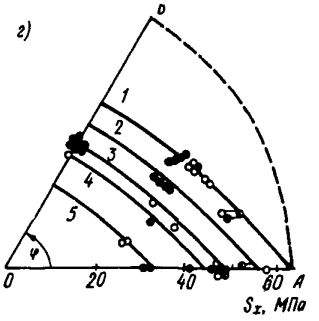


Рис.9. К проверке предельного сопротивления тяжелого крупнозернистого бетона трехосному сжатию

а - образцы серии I (○, ●), серии 2 (△, ▲) и серии 3 (■) соответственно $\bar{R}$ = 44;50,5 и I8 МПа; б - образцы серии 4 (○, ●) - $\bar{R}$ = 4I,2 МПа; в - образцы серии 5 (○, ●) и серии 6 (▲) соответственно $\bar{R}$ = 48,6; 36,8 МПа.

○, △ - $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; ●, ▲, ■ - $\sigma_1 \geq \sigma_2 > \sigma_3$; г - девиаторная плоскость, где кривые I-5 по условию (24) соответствуют σ = 38,4;3I,6; 26,I; 22,8 и I5 МПа

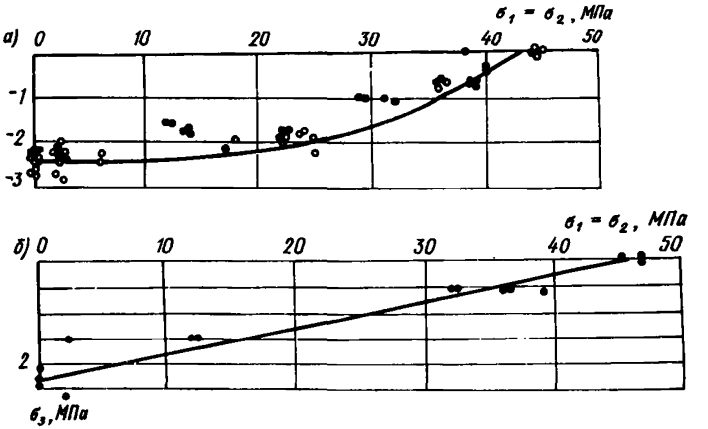


Рис. 10. К проверке предельного сопротивления тяжелого крупнозернситого (а) и мелкозернистого (б) бетона ($\bar{R}$ = 42,5 МПа) трехосному сжатию-сжатию-растяжению

где:

а) функция Φ (φ, σ), в отличие от ранее принятой трактовки[*], принимается в зависимости от двух переменных – φ и σ и монотонно возрастает с увеличением σ; в частном случае – определяется по формуле

$$\Phi = \sin(2\pi/3 - \beta)/\sin(2\pi/3 - \beta + \varphi), \qquad (25)$$

характеризующей изменение девиаторного сечения поверхности разрушения бетона, где угол β – новая независимая переменная, определяемая по формуле

$$\beta = \arccos(\theta(\eta) - 1/2)/\sqrt{3/4 + (\theta(\eta) - 1/2)^2}; \qquad (26)$$

$\theta(\eta)$ – функция переменной относительного среднего напряжения, определяемая по формуле

$$\theta(\eta) = 1 - \gamma_1 + \gamma_2(1 - \exp\gamma_3\eta) + \gamma_4(1 - \exp\gamma_5\eta). \qquad (27)$$

Тогда для случая одноосного растяжения

$$K_p = 1 - \gamma_1 + \gamma_2\left[1 - \exp(-\gamma_3\chi/3)\right] + \gamma_4\left[1 - \exp(\gamma_5\chi/3)\right]; \qquad (28)$$

[*] Яшин А.В. Критерии прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния. В кн.: Расчет и конструирование железобетонных конструкций (М., 1977).

б) функция $F(\sigma)$ монотонно возрастает с увеличением σ ; в частном случае определяется по формуле

$$F(\sigma) = lg\left(\gamma(\chi) + \alpha\eta + \beta\eta^2\right), \qquad (29)$$

характеризующей изменение меридианального сечения поверхности разрушения бетонов. Тогда при одноосном сжатии и растяжении:

$$F_c = lg\left(\gamma(\chi) + \alpha/3 + \beta/9\right); \qquad (30)$$

$$F_p = lg\left(\gamma(\chi) - \alpha\chi/3 + \beta\chi^2/9\right); \qquad (31)$$

В формулах (25)-(31): $\eta = \sigma/R_c$, $\chi = R_t/R_c$, α, β, $\gamma(\chi)$ — константы материала;

в) параметр g определяется по формуле

$$g = \left(\chi/K_p - F_p/F_c\right)/\left(1 - F_p/F_c\right). \qquad (32)$$

Кроме того, условие (24) проверяли с учетом экспериментальных данных, полученных другими авторами - см.рис.II, где наряду с предельными значениями I и 2 нижний доверительный интервал 3 и 4 принимали с вероятностью 0,95. Согласно результатам анализа только сравнительно небольшое число точек лежит за пределом нижнего интервала. Поэтому, учитывая более благоприятные условия работы конструкции по сравнению с опытными, значения, соответствующие кривым 3 и 4 могут быть приняты в качестве нормативного сопротивления бетона при двух- и трехосном напряженном состоянии.

Были выполнены экспериментальные исследования зависимости напряжения от деформаций, большей или меньшей обратимости последних, их нелинейности, включая стадию дилатации (закритическую стадию микротрещинообразования и появления областей разуплотнения и повреждения бетона) в зависимости от типа напряженного состояния, а также исследования по проверке основных гипотез теории малых упруго-пластических деформаций. Кроме того анализировали соотношения, относящиеся к деформационным теориям пластичности и теориям приращения деформаций. Установлены новые соотношения между тензором напряжений и тензором конечных деформаций за пределами упругости при простом нагружении и между приращениями тензора деформаций и тензора напряжений (или полным тензором напряжений) при сложном нагружении. Поскольку испытания проводились при кратковременном нагружении, в этих соотношениях ползучесть в явном виде не фигурирует.

Большая часть неодноосных испытаний проводилось в условиях простого нагружения при постоянном соотношении главных напряжений до

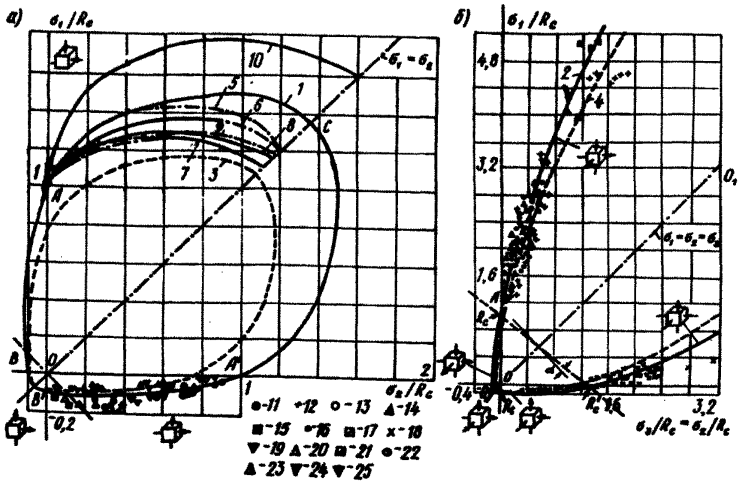


Рис.II. К проверке условия (24) при двухосном (а) и трехосном (б) напряженном состоянии

I и 2 - предельные значения из условия (24); 3 и 4 - нижний доверительный интервал с вероятностью 0,95; 5 - по Г.Шикерту; 6-7 - по А.В.Яшину и В.В.Свистунову; 8 - по А.В.Яшину и П.М.Бичу; 9 - по Г.Купферу; I0 - по В.И.Евдокимову; II-I5 - соответственно по А.Ф.Маренину, В.И.Карпинскому, В.Г.Гончарову, Л.К.Дунши и Ф.Е.Гитману; I6 - по А.В.Яшину и Р.Г.Касимову; I7 - по Т.Матузиме и С.Накаяме; I8 - по Д.Хананту; I9 - по С.Кобаяши и В.Коянаги; 20 - по А.В.Яшину и П.М.Бичу; 2I-25 - соответственно по Г.Грассама, К.П.Веригину, И.Г.Гончарову, В.Генри-Карни и Г.Смиту

момента разрушения образца. В некоторых случаях (см.ниже), в определенных интервалах нагружения, его изменяли в соответствии с программой, что соответствовало сложному нагружению.

Выполненные экспериментальные исследования зависимости напряжений от деформаций, включая стадию перед разрушением, при различных напряженных состояниях насчитывают большое число данных, все их невозможно включить в настоящее приложение. Приведем несколько примеров, чтобы проиллюстрировать их характерные особенности, включая исследование влияния на деформации разгрузок и циклического нагружения, следующего за остаточной деформацией бетона, а также иссле-

дование изменения значений начальных модулей упругости бетона E_ℓ, G_ℓ, K_ℓ и соответствующих им касательных модулей деформаций. Циклическое нагружение при наличии остаточных деформаций бетона усложняет интерпретацию полученных данных, особенно при сложных траекториях нагружения (требуется запоминание истории нагружения).

Рис.I2-I5 относятся к двухосному сжатию-сжатию и сжатию-растяжению бетона, даны зависимости напряжений от деформаций для тяжелого (крупнозернистого) бетона и керамзитобетона. На рис.I5 приведены обобщенные кривые деформаций $\sigma - \theta$ и $\sigma_I - e_I$ при двухосном сжатии-растяжении, которые хорошо описываются соотношениями (25) и (26), как при простых, так и при сложных нагружениях, характеризующихся небольшими разгрузками (кривые 4 и 5).

Рис.I6 представляет собой графики изменения времени прохождения ультразвуковых импульсов через бетон при двухосном нагружении. Получено п о л н о е согласование последних данных с результатами измерения объемных деформаций, свидетельствующих о серьезных структурных изменениях в бетоне при двухосном нагружении. Следствием этого является и ускоренный рост деформаций в направлении главной ненагруженной оси образца ε_3, превысивших соответствующие деформации при одноосном сжатии.

Рис.I7-27 относятся к трехосному неравномерному сжатию бетона, где даны зависимости между напряжениями и деформациями ($\sigma_1 - \varepsilon_1$, $\sigma_1 - \varepsilon_2$, $\sigma_1 - \varepsilon_3$ и $\sigma_1 - \theta$) для тяжелого (крупнозернистого) бетона при различных соотношениях главных напряжений $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$, при этом рис.I7 и I8 характеризуют образцы серии 4, рис.I9-22,а - серии 5, рис.22,б и 23 - серии 6, рис.24-27 - серии I (в том числе при одноосном сжатии - рис.I7,а; I9,а; 23,а; 27,б); рис.24,б - 25,г; 26,б - 27,а характеризуют деформации при разгрузке и повторном или циклическом нагружении, включая сложные траектории нагружения. Все графики носят нелинейный и достаточно сложный характер.

На рис.28 приведены обобщенные данные по деформации $\sigma_I - e_I$ и $\sigma - \theta$ при трехосном неравномерном сжатии для образцов серии 5, которые позволяют выявить их общие закономерности. Получено хорошее согласование опытных и теоретических данных при простых нагружениях с разгрузками и повторными нагружениями. Эти данные и данные рис.I5 позволяют распространить полученные зависимости на различные классы нагружения (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций).

Рис.29 представляет собой зависимость напряжения от деформаций в двух координатных плоскостях для тяжелого (крупнозернистого) бе-

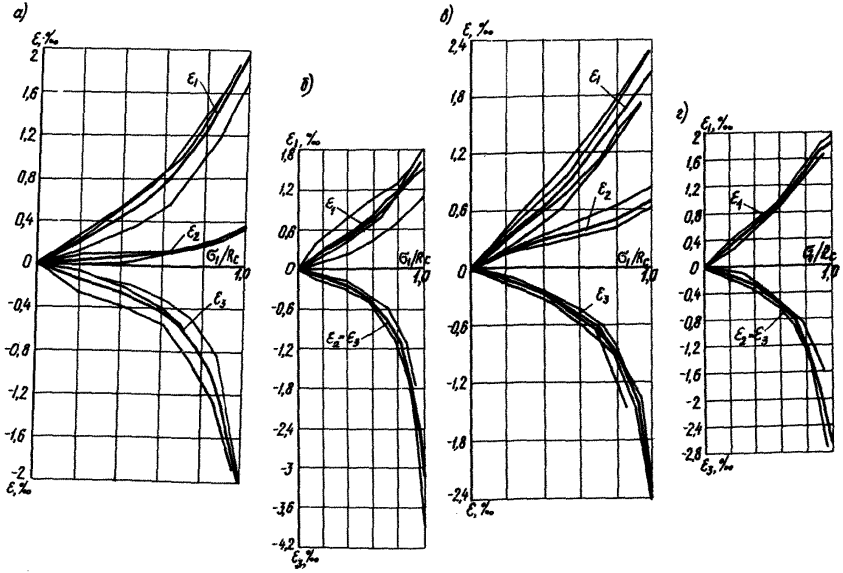


Рис. I2. Напряжения-деформации при двухосном сжатии тяжелого крупнозернистого бетона $\bar{R}$ = 40,5 МПа (а,б) и керамзитобетона $\bar{R}$ = 35,5 МПа (в,г)
а,в – σ_2/σ_1 = I/2; б,г – σ_2/σ_1 = I/I

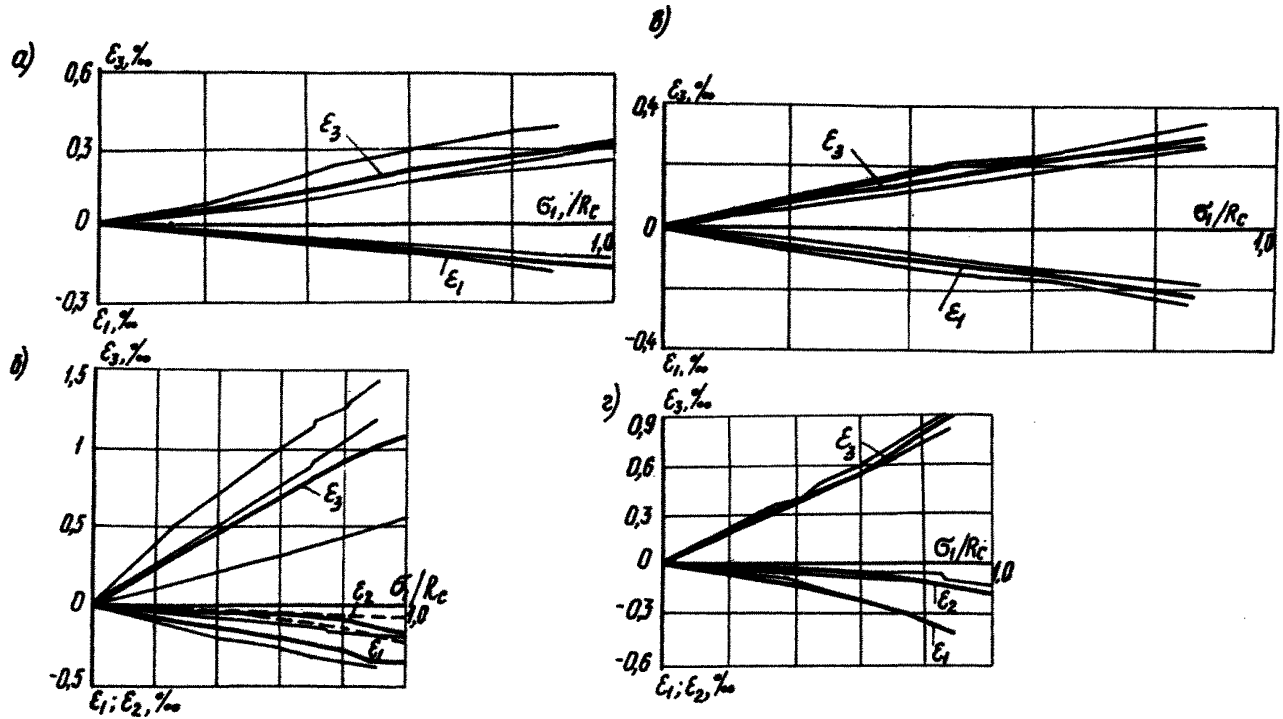


Рис.I3. Напряжения-деформации при двухосном сжатии-растяжении тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 33 МПа (а,б) и керамзитобетона - $\bar{R}$ = 37,7 МПа (в,г)
а,в - σ_3 / σ_1 = -I/3; б,г σ_3 / σ_1 = -I/I2

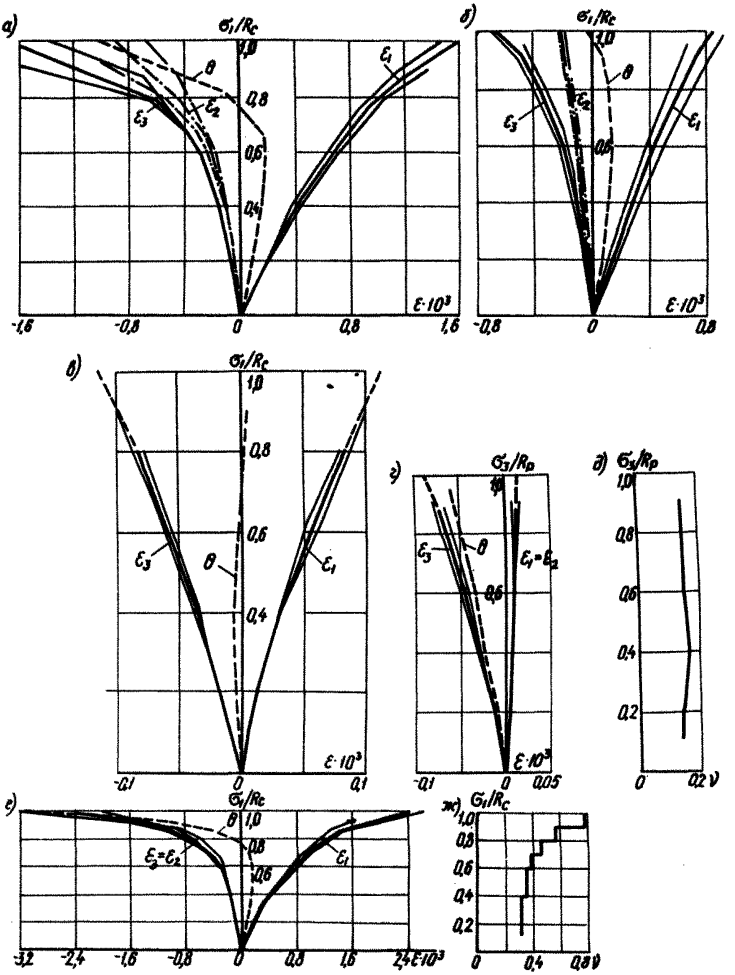


Рис. I4. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 40,2 МПа - при двухосном сжатии-растяжении (а,б,в - соответственно при σ_3/σ_1 = -I/30; σ_3/σ_1 = -I/I2 и σ_3/σ_1 = -I/I), при одноосном растяжении (г,д) и одноосном сжатии (е,ж)

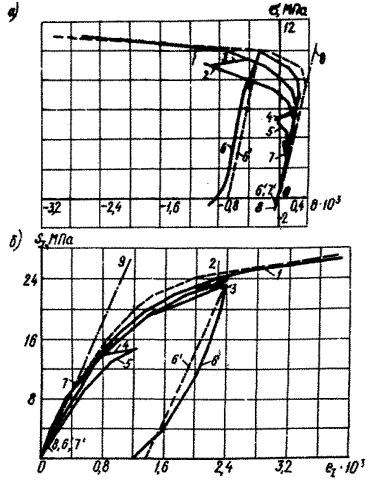


Рис.I5. Напряжения-деформации $\sigma \div \theta$ (а) и $\sigma_x \div \varepsilon_x$ (б) для тяжелого крупнозернистого бетона - R = 40,2 МПа

I - одноосное сжатие; 2-7 - двухосное сжатие-растяжение (соответственно при σ_3/σ_1 = -I/30 и σ_3/σ_1 = -I/I2) и сложное нагружение, в том числе разгрузка; 8 - одноосное растяжение; 9 - начальные упругомгновенные деформации

Экспериментальные (——) и теоретические (---) данные

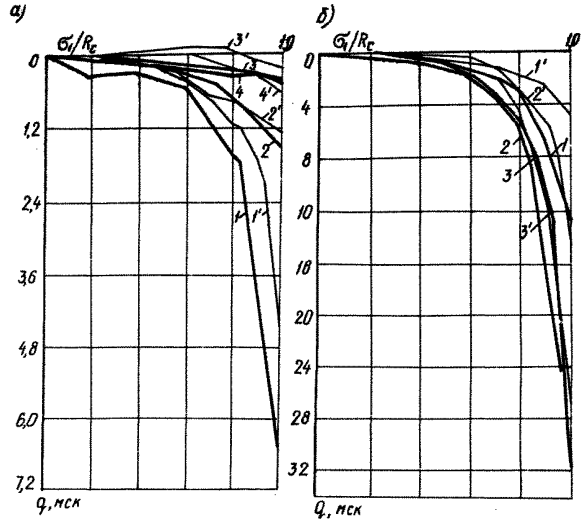


Рис.I6. Изменение ультразвуковых импульсов при прохождении через тяжелый крупнозернистый бетон и керамзитобетон при двухосном сжатии-растяжении (а) и сжатии-сжатии (б)

I и I' - при σ_2/σ_1 = 0/I; 2 и 2' - при σ_2/σ_1 = I/2 (или σ_3/σ_1 = -I/I2); 3 и 3' - при σ_2/σ_1 = I/I (или σ_3/σ_1 = -I/3); 4 и 4' - при σ_3/σ_1 = -I/0

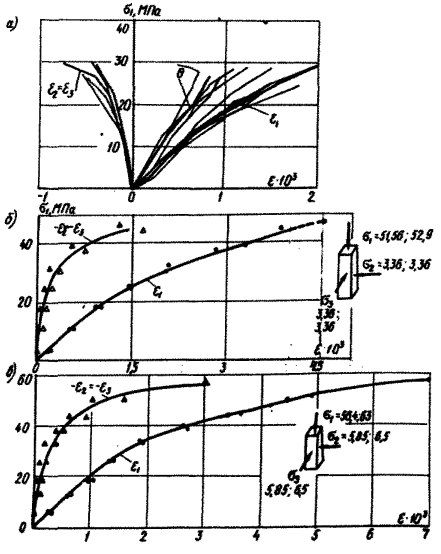


Рис.I7. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 4I,2 МПа - при одноосном (а) и трехосном (б,в) сжатии - $б_1 : б_2 : б_3$ = I:0,065:0,065; в - $б_1 : б_2 : б_3$ = I:0,I:0,I

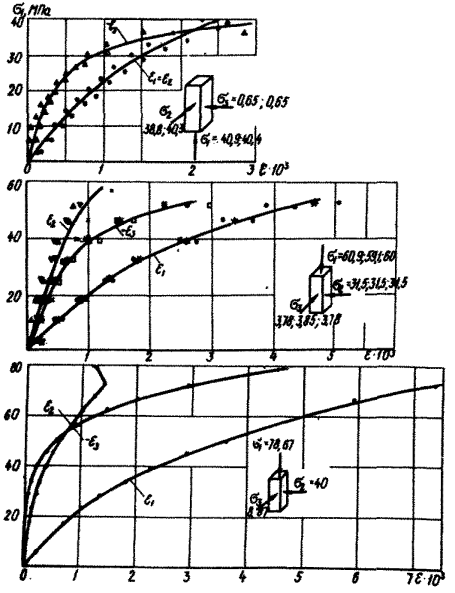


Рис.I8. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 4I,2 МПа - при трехосном сжатии

а - $б_1 : б_2 : б_3$ = I:I:0,0I6; б - $б_1 : б_2 : б_3$ = I:0,52:0,06; в - $б_1 : б_2 : б_3$ = I:0,56:0,I2

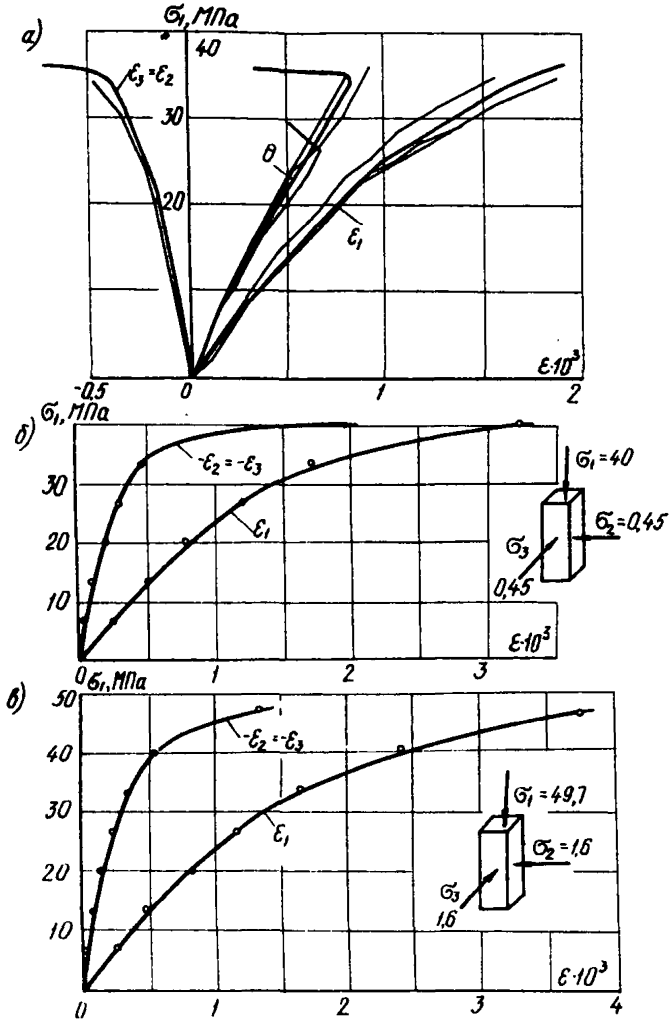


Рис.I9. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 48,6 МПа

а - одноосное сжатие; б,в - трехосное сжатие- $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,0I:0,0I и $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,03:0,03 соответственно

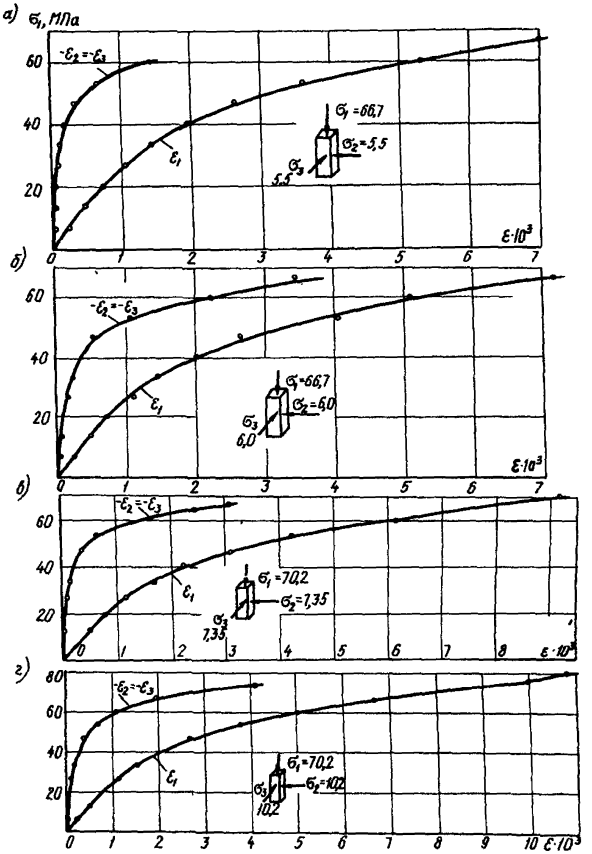


Рис.20. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона- $\bar{R}$ = 48,6 МПа - в условиях трехосного сжатия при: $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,08:0,08 (а); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,09:0,09 (б); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I0:0,I0 (в); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I2:0,I2 (г)

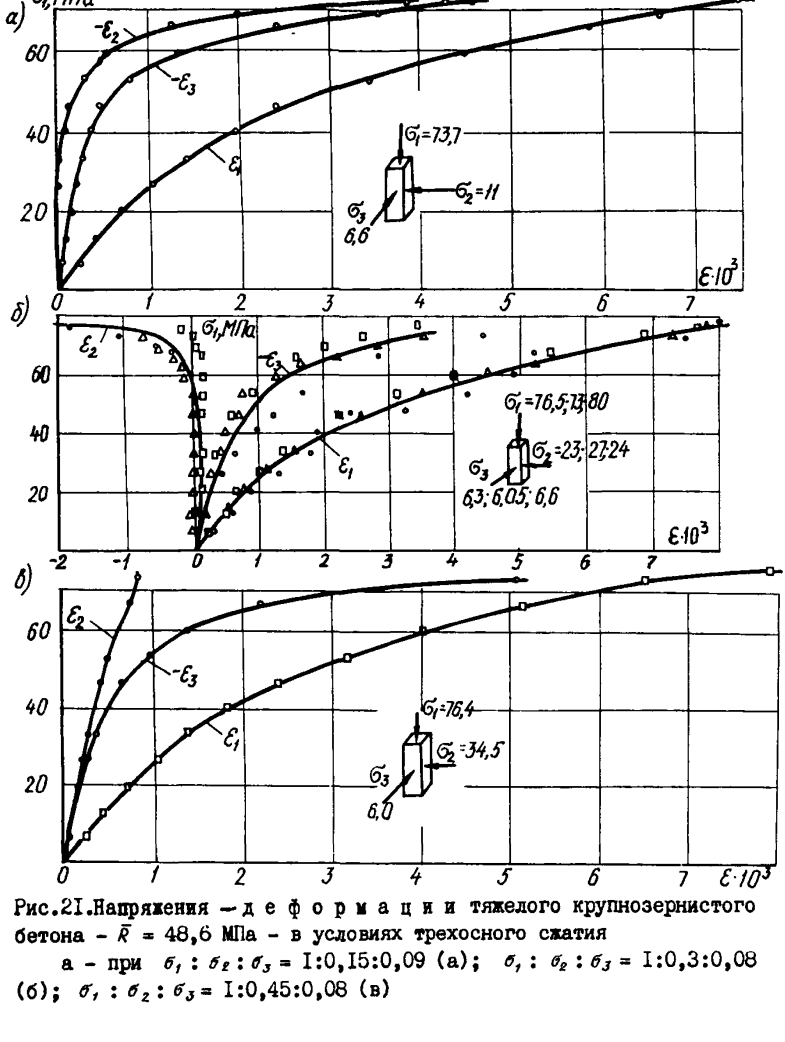


Рис.21.Напряжения — д е ф о р м а ц и и тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 48,6 МПа - в условиях трехосного сжатия

а - при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I5:0,09 (а); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,3:0,08 (б); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,45:0,08 (в)

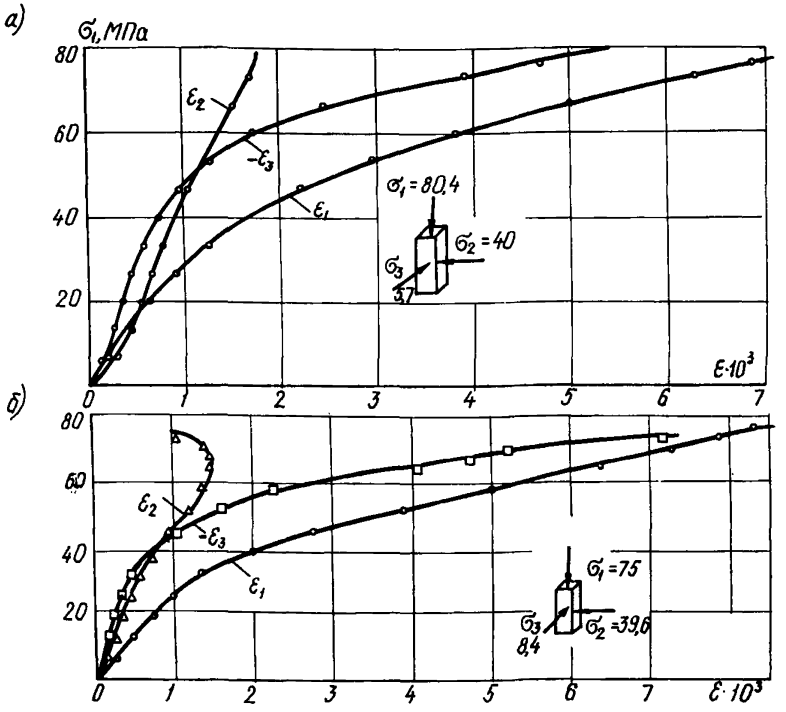


Рис.22. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 48,6 МПа - в условиях трехосного сжатия при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,5:0,06 (а); $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,5:0,II (б)

тона при гидростатическом и неравномерном трехосном сжатии. Сплошные линии от 0 до точки А и после разгрузки от 0 до точки А характеризуют гидростатическое сжатие при $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ = 40 МПа, остальные - неравномерность трехосного сжатия при сложном нагружении при $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ (а) и $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (б). Гидростатическое сжатие сопровождается относительным уменьшением объема бетона по мере роста среднего напряжения, близким по характеру к закону $1 - 3\varepsilon = \alpha \cdot \sigma - \beta \cdot \sigma^2$, где α = 0,025 $МПа^{-1}$, β = 0,00025 $МПа^{-2}$.

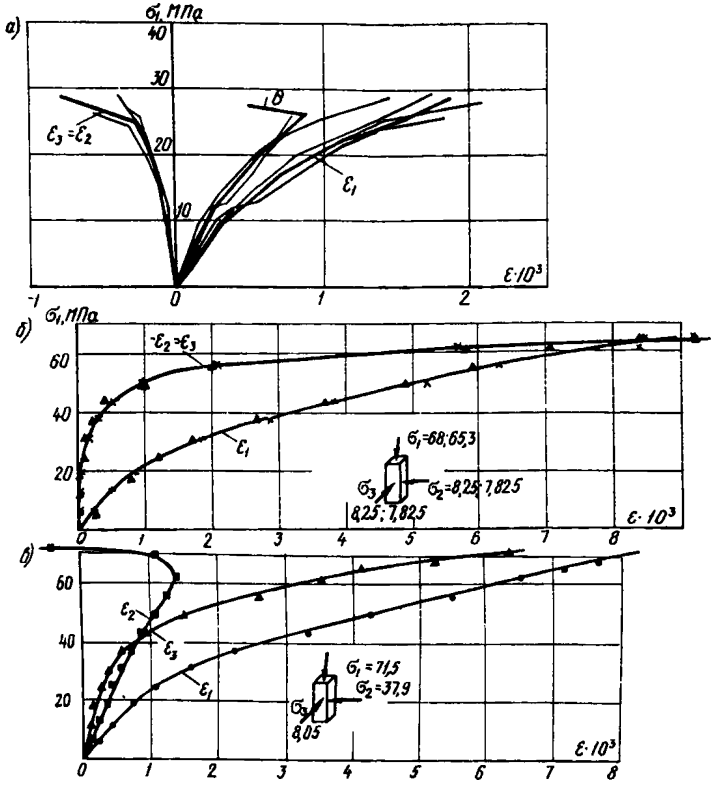


Рис. 23. Напряжения-деформации тяжелого (крупнозернистого) бетона – $\bar{R}$ = 36,8 МПа

а – одноосное сжатие; б,в – трехосное сжатие– $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I2:0,I2 и $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,5:0,II соответственно

Согласно рис.30 тяжелый крупнозернистый бетон в условиях плоской деформации $\varepsilon_2 = 0$ при $\sigma_1 / \sigma_3 = Const$ испытывает трехосное неравномерное сжатие $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, созданное сложным нагружением. При этом, в отличие от упругого решения задачи $\sigma_2 = \nu \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)$, вследствие проявления в испытаниях значительных неупругих деформаций бетона (пластических и кратковременной ползучести), наиболее заметных к концу разрушения образцов, приходилось создавать значительно большие напряжения σ_2 (в отдельных случаях более чем в 2-2,5 раза). В

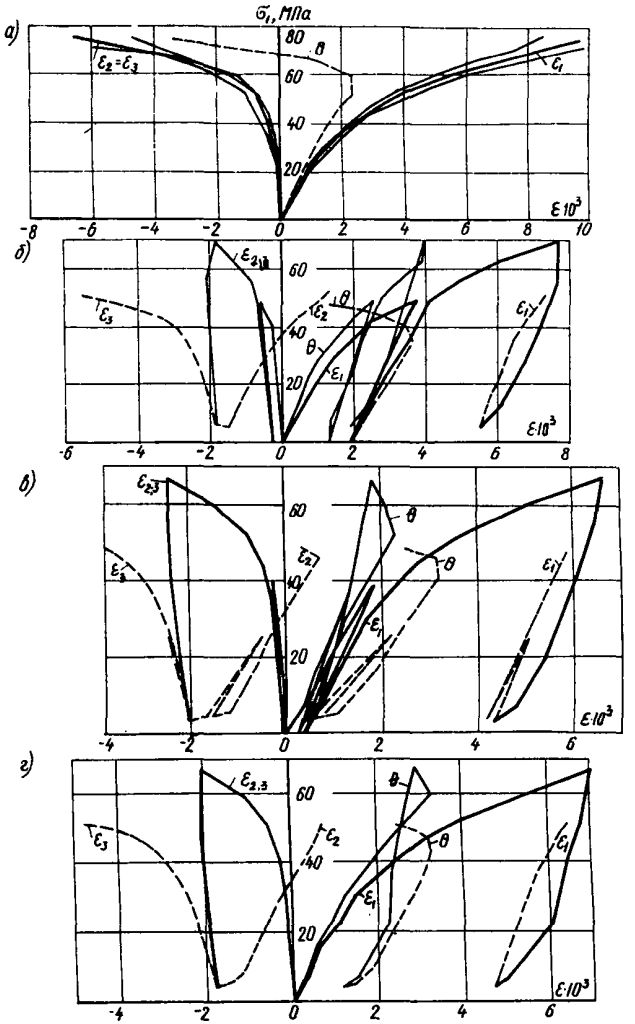


Рис.24. Напряжения–деформации тяжелого крупнозернистого бетона – $\bar{R}$ = 44 МПа

а – при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05:0,I05; б,в и г – то же, плюс две (одна) разгрузки и нагружение при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,75:0,0I6

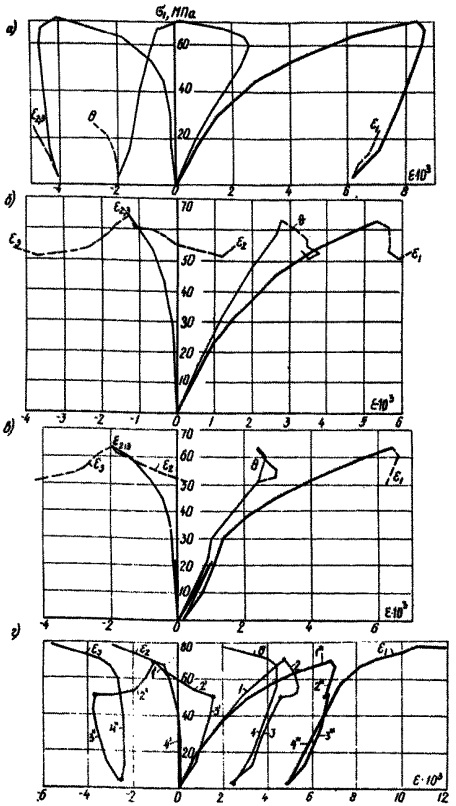


Рис.25. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 44 МПа

а - трехосное сжатие при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05:0,I05, разгрузка и повторное нагружение - одноосное сжатие; б - то же, догрузка при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,75:0,0I6; в - то же, разгрузка и догрузка при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,75:0,0I6; г - то же, догрузка при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = = I:0,75:0,0I6, разгрузка и нагружение при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05: 0,I05 - соответственно кривые I-4

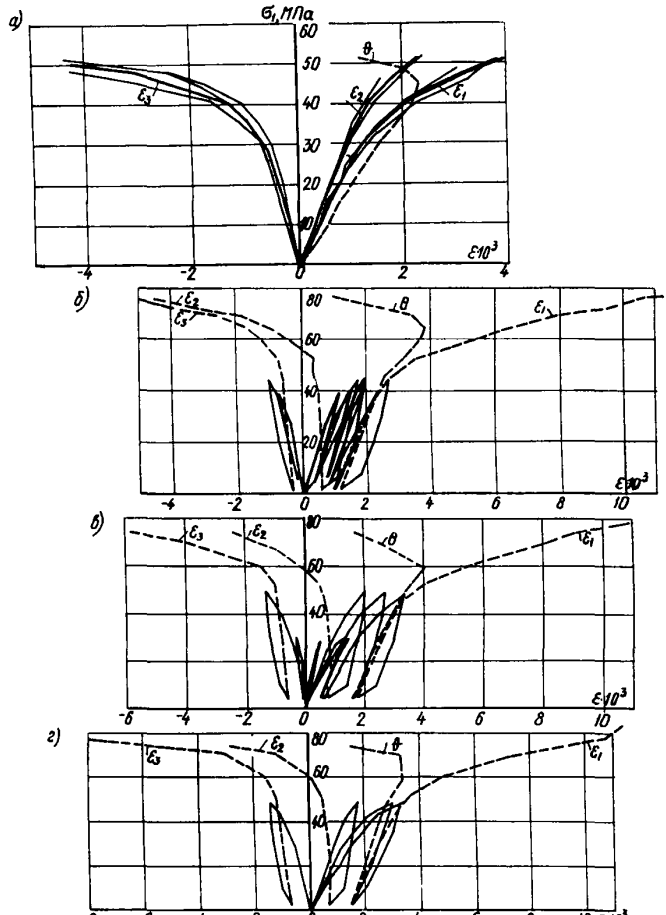


Рис.26. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 44 МПа

а - трехосное сжатие при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,75:0.0I6; б - то же, две разгрузки и нагружение при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05:0,I05; в - то же, разгрузка и нагружение при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05:0,I05; г - то же,две разгрузки с разных уровней и нагружение при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = = I:0,I05:0,I05

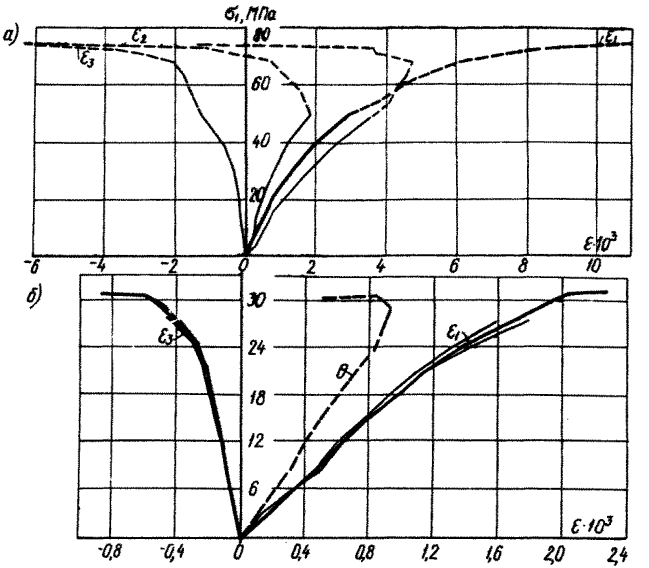


Рис.27. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 44 МПа
а - трехосное сжатие при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,75:0,016, догрузка при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = I:0,I05:0,I05; б - одноосное сжатие

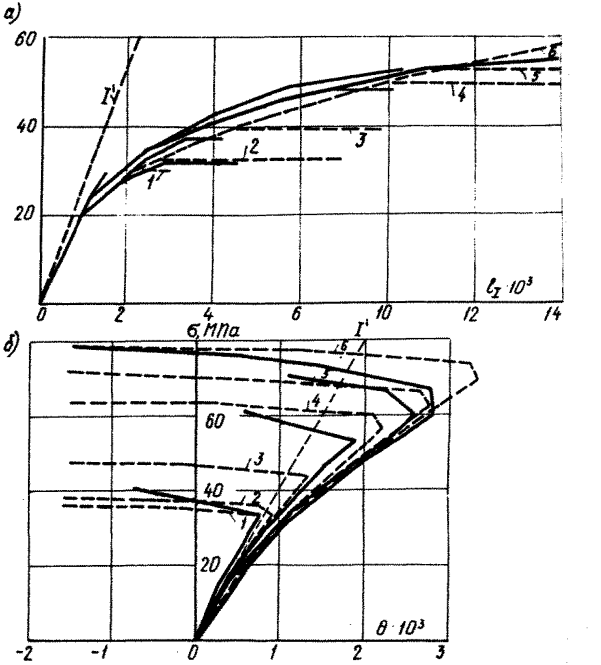


Рис.28. Экспериментальные (——) и теоретические (----) данные по напряжениям-деформациям - $S_I + e_I -$ (а) и $\sigma + \theta -$ (б) для тяжелого крупнозернистого бетона - $\bar{R}$ = 48,6 МПа
I - одноосное сжатие ($\bar{R}_c$=37,3 МПа); 2-6 - трехосное сжатие при σ_1=40 МПа, $\sigma_2 = \sigma_3$=0,45 МПа (кривая 2); σ_1=49,7 МПа, $\sigma_2 = \sigma_3$=I,6МПа (кривая 3); σ_1=66,7 МПа, $\sigma_2 = \sigma_3$=6 МПа (кривая 4); σ_1=73,3МПа, σ_2=II МПа, σ_3=6,6 МПа (кривая 5); σ_1=8I,8 МПа, $\sigma_2 = \sigma_3$=I0,2 МПа (кривая 6); I' - начальные упругомгновенные деформации

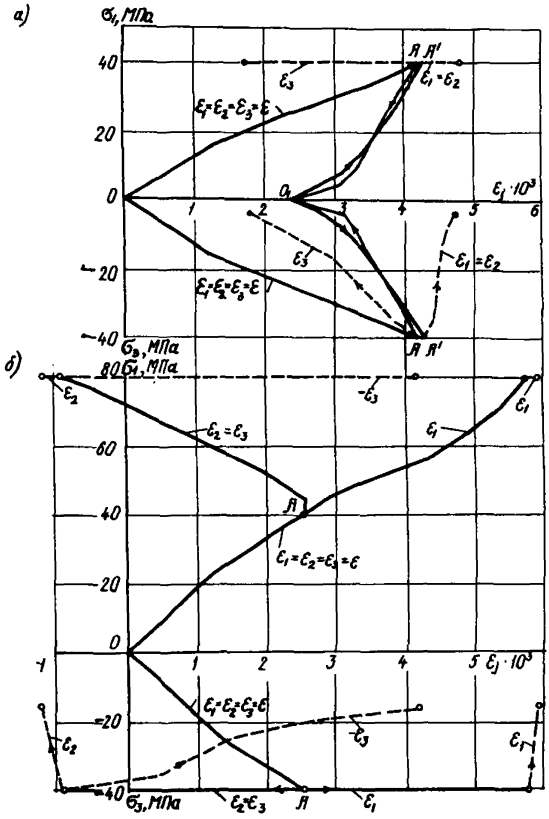


Рис.29. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона – $\bar{R}$ = 18 МПа в условиях гидростатического сжатия

а – разгрузка, повторное нагружение и разгрузка до σ_3 = 4 МПа при $\sigma_1 = \sigma_2$ = 40 МПа = *Const* ; б – догрузка при $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ = 1:0,5: :0,5 до σ_1 = 80 МПа и разгрузка до σ_3 = 14 МПа при σ_1 = 80 МПа = = *Const* и σ_2 = 40 МПа = *Const*

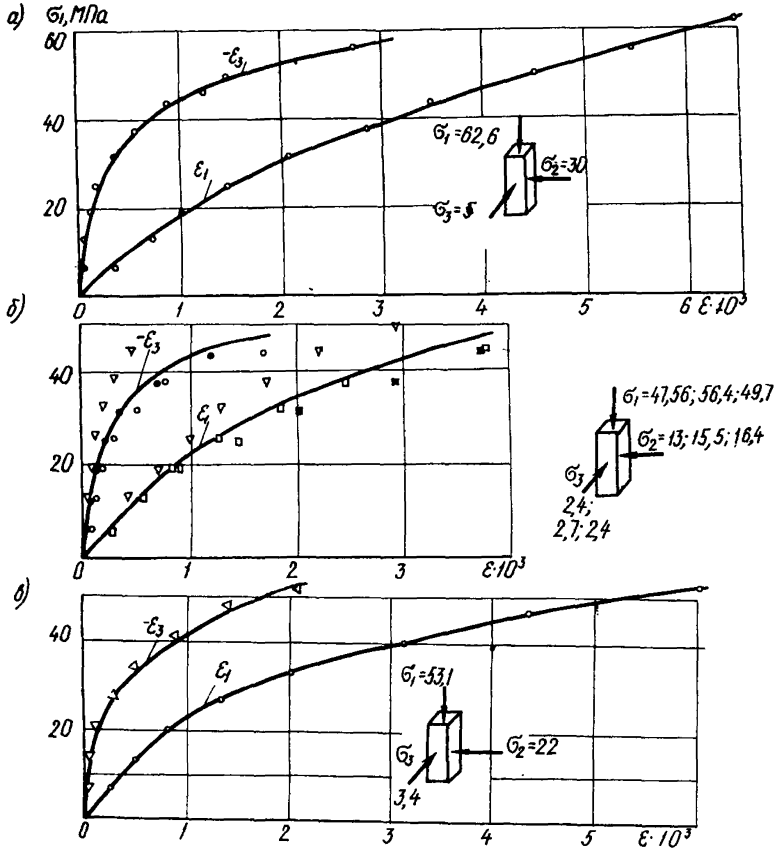


Рис.30. Напряжения-деформации тяжелого крупнозернистого бетона – $\bar{R}$ = 41,2 МПа – в условиях плоской деформации при σ_1 / σ_3 = 1/0,08 (а); σ_1 / σ_3 = 1/0,050 (б) и σ_1 / σ_3 = 1/0,064 (в)

результате напряжения σ_1 и σ_2 достигли значений, превышающих сопротивление бетона одноосному сжатию соответственно в I,7-2,6 и в 0,46-I,2 раза. Полученные данные имеют большое значение для обеспечения расчетной надежности некоторых ответственных сооружений.

Анализируя данные по деформациям бетона можно сделать заключение, что чем выше среднее гидростатическое напряжение, тем больше становится плотность бетона за счет его сжимаемости, что сопровождается уменьшением его объема. К концу разрушения объем бетона вновь увеличивается, что соответствует стадии дилатации и хорошо описывается соотношением

$$\Im\varepsilon = \theta = \frac{\sigma}{K_8 \cdot K_1(\sigma)/K_2(\sigma, \tilde{\sigma}, S_I)} = \sigma / K(\sigma, \tilde{\sigma}, S_I) , \qquad (33)$$

где с помощью функции $K_1(\sigma) = (1 + C_1\sigma^2)/(1 + C_2\sigma^2)$ учитывается уменьшение относительного объема и возрастание сжимаемости бетона, обусловленное ростом среднего напряжения; с помощью функции $K_2 = 1 - d_1 \cdot (\sigma / \tilde{\sigma})^n \cdot (d_2 + S_I^3 / (\sigma + d_3)^3$ – эффект увеличения объема бетона к концу разрушения.

Изменение деформаций сдвига вычисляем из соотношения

$$e_I = \frac{S_I}{2G_8 \cdot F_1(S_I)/F_2(S_I, \tilde{S}_I, \mu_\sigma)} = S_I / 2\vartheta(S_I, \tilde{S}_I, \mu_\sigma), \qquad (34)$$

где с помощью функции $F_1(S_I) = (1 + a_1 S_I^2)/(1 + a_2 S_I^2)$ учитываем общую нелинейность деформаций e_I в зависимости от степени их развития, которая однако не связана с типом напряженного состояния (классом нагружения*); с помощью функции $F_2(S_I, \tilde{S}_I, \mu_\sigma) = 1 + b \cdot (2 + \mu_\sigma) \cdot (S_I / \tilde{S}_I)^n$ нелинейность деформаций e_I главным образом в стадии дилатации; последняя в большей мере связана с типом напряженного состояния. Численные значения констант могут быть приняты по табл.2, согласно которой наиболее структурно чувствительными являются константы a_2, c_2, b, d_1.

Как следует из рис.I5 и I8, опытные данные удовлетворительно согласуются с теоретическими. Как для девиатора деформаций бетона, так и для шарового тензора его деформаций полученные нелинейные диаграммы деформирования в стадии, близкой к разрушению, в большой степени зависят от типа напряженного состояния, в то время как до этого момента можно считать, что они не зависят от типа напряженного состояния.

Для удобства расчетов представим соотношения между деформациями и напряжениями в другом виде:

*Ильюшин А.А. Пластичность. М., I963.

Таблица 2. Константы для определения деформаций бетона

Марка (класс) бетона по прочности на сжатие	$a_1 \cdot 10^5$	$a_2 \cdot 10^4$	b	$c_1 \cdot 10^3$	$c_2 \cdot 10^3$	d_1	d_2	d_3	n
М200 (В15)	4	32	I,0	0,2	I,6	0,30	5,6	0,0I	I6
М300 (В25)	4	I6	0,8	0,2	I,0	0,30	5,6	0,0I	I6
М600 (В45)	4	9	0,3	0,2	0,45	0,I5	5,6	0,0I	I6

$$\frac{S_x}{2G_\theta} = \rho_{x,e} = \frac{p \cdot (Q)^r}{p \cdot (Q)^r + \rho_{x,e} \cdot (3/2)^{1,5}}, \qquad (35)$$

$$\sigma = m \cdot (1/K_c - \sqrt{1/K_c^2 - 4/m^2}, \qquad (36)$$

где G_θ – начальный модуль упругости бетона при сдвиге; $K_c = \kappa \cdot tg\alpha = \sigma/\theta$ – секущий модуль объемных деформаций, зависящий от степени их развития; $m = (s_{sup}/\theta)^2$; $r = 1,2,3,4,5,\ldots$ – целочисленные значения; $p = 0,00338$ и $Q = 2/3$ для образцов серии 5.

В отдельных задачах закон относительного объемного изменения бетона можно значительно упростить, принимая в начале линейный характер зависимости между объемными деформациями θ_1 и средними напряжениями σ (с начальным модулем объемного сжатия $K_\theta > 0$) $\theta_1 = \sigma / K_\theta$. Начиная со стадии дилатации и далее при $\sigma > \sigma_{sup}$ принимаем, что зависимость между объемными деформациями расширения θ_2 и средними напряжениями σ (с модулем дилатации $K_\theta < 0$) $\theta_2 = (\sigma - \sigma_{sup})/K_\theta$ имеет также линейный характер. Тогда выражение для расчета полных объемных деформаций будет иметь вид

$$3\varepsilon = \theta = \frac{\sigma}{K_\theta}\Big|_{\sigma \le \sigma_{sup}} + \frac{\sigma - \sigma_{sup}}{K_\theta}\Big|_{\sigma > \sigma_{sup}}.$$

По результатам испытаний для различных классов нагружений кроме того было проверено условие коаксиальности компонентов девиатора деформаций компонентам девиатора напряжений

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon}{\sigma_1 - \sigma} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon}{\sigma_2 - \sigma} = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon}{\sigma_3 - \sigma} = \frac{1}{2G(s_I, \bar{s}_I, \mu_\sigma)}, \qquad (37)$$

что эквивалентно соотношению

$$\mu_\varepsilon = \mu_\sigma \qquad (38)$$

т.е. равенству параметров Лоде-Надаи по деформациям - $\mu_\varepsilon = (2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3)/(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ и напряжениям - $\mu_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Как видно из рис.31, экспериментальные точки располагаются вблизи прямой $\mu_\varepsilon = \mu_\sigma$.

Однако в стадии дилатации при осуществлении различных сложных нагружений в особенности с траекториями большой кривизны наибольшее соответствие теории с опытом дают соотношения, учитывающие различное взаимное влияние главных напряжений или их приращений на приращение деформаций в зависимости от комбинации знаков напряжений. Запишем эти соотношения применительно к случаю, когда приращения напряжений $d\sigma_1 > 0$, $d\sigma_2 > 0$, $d\sigma_3 < 0$
и получим

$$d\varepsilon_x = \frac{1}{E'_\theta}\left[d\sigma_x - n_1^2\left(1 - E'_\theta/E'_{\theta,t}\right)d\sigma_3 - \nu\left(l_1^2 + n_1^2\right)d\sigma_2 - \nu\left(m_1^2 + n_1^2\right)d\sigma_1\right], \quad (39)$$

$$d\varepsilon_{xy} = \frac{2}{E'_\theta}\left[d\tau_{xy} - \nu(m_1 m_2 + n_1 n_2)d\sigma_1 - \nu(l_1 l_2 + n_1 n_2)d\sigma_2 - n_1 n_2\left(1 - E'_\theta/E'_{\theta,t}\right)d\sigma_3\right], \quad (40)$$

где 1,2,3 относятся к главным осям, а x, y, z - к произвольным; l_i, m_i, n_i - направляющие косинусы, определяющие положение главных осей относительно осей x, y, z соответственно; ν, E'_θ; ν_t, $E'_{\theta,t}$ и ν_1, E_θ - коэффициент поперечных деформаций и касательный модуль деформаций бетона соответственно для случаев положительных приращений главных сжимающих, растягивающих напряжений и отрицательных приращений главных сжимающих (растягивающих) напряжений.

В соотношениях (39) и (40) есть члены в виде произведений направляющих косинусов и приращений главных напряжений, которые являются функциями рассматриваемого напряженного состояния. В общем случае могут быть следующие комбинации знаков приращений главных напряжений: все приращения напряжений - сжимающие или растягивающие, одно или два приращения - сжимающие, остальные - растягивающие. Значения главных приращений напряжений $d\sigma_1$, $d\sigma_2$, $d\sigma_3$ и направляющих косинусов l_i, m_i, n_i, входящие в соотношения типа (39) и (40), определяются по формулам преобразования компонентов напряжений при переходе от главных осей к осям x, y, z. Такой подход позволяет в стадии дилатации учитывать реальное изменение деформационных характеристик бетона (появление анизотропии) в процессе сложного нагружения при решении практических задач по определению прочности и деформаций конструкций, что весьма существенно.

В качестве примера рассмотрим случай чистого сдвига ($d\sigma_1 = -d\sigma_3 =$

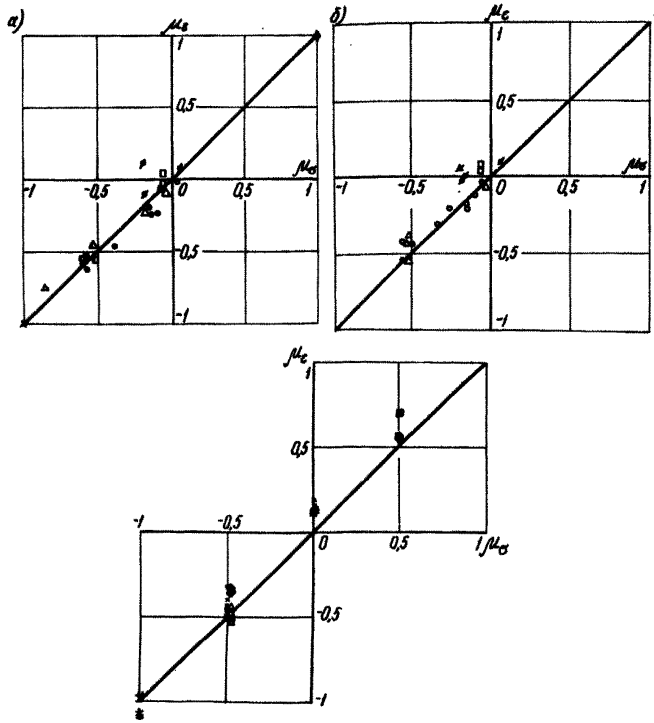


Рис.31. К проверке условия коаксиальности между компонентами девиатора деформаций и компонентами девиатора напряжений при простом нагружении для тяжелого крупнозернистого бетона и керамзитобетона

а,б – соответственно двухосное сжатие (△,⊿) и сжатие-растяжение (○ , ⌀ , ●); в – трехосное сжатие-сжатие-растяжение (а – при уровне напряжений, равном 90% от предельного, б,в – то же, 95–100%)

$= d\tau$). В этом случае в стадии дилатации изменение объемных деформаций с учетом равенств (39) и (40)

$$d\theta = 3d\varepsilon = \left(\frac{1-2\nu}{E_в} - \frac{1}{E'_{в,t}} \right) \qquad (41)$$

не равно нулю. Такой факт наблюдался нами в опыте*.

Другим примером может служить изменение деформаций бетона в условиях двухосного сжатия при сложном нагружении. После достижения высоких уровней напряжений и последующей разгрузки, приращения напряжений в бетоне изменяли таким образом, чтобы обеспечить условия $ds_I < 0$ и $d\sigma = Const$. При этом происходит изменение направления кривых, характеризующих приращения главных деформаций и напряжений, которые могут быть определены по (39) и (40). После проявления удлинений образца по одной из главных его осей, с целью прекращения этого процесса нагрузку снимали, что приводило к уменьшению шарового тензора напряжений (σ) и девиатора ($\mathcal{D}_S$). При этом наиболее существенные приращения объемных деформаций проявлялись после соответствующих приращений деформаций сдвига. Такие эффекты не могут быть описаны соотношением (37).

Таким образом, прочностные и деформационные характеристики бетона в большой степени зависят от режима, стадии и класса неодноосного нагружения (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций). При этом сопротивление бетона в одних случаях (при двух- или трехосном сжатии) значительно увеличивается, в других - (при трехосном растяжении, двухосном сжатии-растяжении, трехосном растяжении-сжатии-сжатии и растяжении-растяжении-сжатии) при действии низких сжимающих напряжений сохраняется и падает, начиная с уровня 0,4 и более от предельных R_β.

Из соотношения (24) следует, что основными (базовыми) характеристиками является - сопротивление бетона одноосному сжатию $R_c = R_{ef}$, величина которого близка по величине к его призменной прочности, и одноосному растяжению R_t, а из соотношений (33) и (34) - начальные модули упругости бетона при сжатии E_β (растяжении $E_{\beta,t}$), при чистом сдвиге G_β и объемном сжатии (растяжении) K_β и соответствующие модули полных деформаций - $E_\beta(\eta, R_{ef})$, $E_{\beta,1}(\eta, R_t)$, $G_\beta(\eta, \tilde{S}_I, \mu_c)$ и $K_\beta(\eta, \tilde{\sigma}, S_I)$ - зависящие от уровня η и предельных значений напряжений R_{ef}, R_t, $\tilde{S}_I$ и $\tilde{\sigma}$.

Рассмотрим характер изменения этих характеристик с ростом нагрузки на примере модуля полных продольных деформаций тяжелого бетона различных марок при одноосном сжатии, полученных на основании зависимости между напряжениями и деформациями

*А.В.Яшин. Влияние неодноосных (сложных) напряженных состояний на прочность и деформации бетона, включая область, близкую к разрушению. - В кн.: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. М., 1979.

$$E_\theta(\eta, R_{ef}) = E_\theta / (1 + f(\eta, R_{ef})) = E_\theta / \left(1 + \eta^n \left(\alpha + \frac{\beta}{\gamma + R_{ef}}\right)\right), \quad (42)$$

где $\alpha = 0{,}1$; $\beta = 24$; $\gamma = 2$ МПа; $n = 3$.

Как и ранее* здесь $E_\theta = 52000 \cdot R_{ef} / (18 + R_{ef})$, а продольные деформации представлены в виде суммы упругих $\varepsilon_{x,e}$ и неупругих $\varepsilon_{x,p}$ деформаций. Функция $f(\eta, R_{ef}) = \varepsilon_{x,p} / \varepsilon_{x,e}$ описывает изменение неупругих продольных деформаций бетона с ростом прочности R_{ef} (рис.32). Такой подход может быть применим и при экспериментальном определении других модулей полных деформаций бетона, используемых в расчетах неоднородных напряженных состояний конструкций.

2. ОСНОВНЫЕ СООТНОШЕНИЯ ИЗ ТЕОРИИ ДЕФОРМАЦИЙ

Исследование деформаций проводится с целью установления зависимости между компонентами тензора напряжений σ_{ij} и тензора деформаций ε_{ij}, исходя из условия, что бетон в макрообъеме однороден и изотропен, т.е. его механические свойства однородны, не зависят от ориентации системы координат. Для большинства бетонных и железобетонных конструкций эти допущения не приводят к большим погрешностям. Отступления от этих условий могут быть учтены на основании более сложной теории и эксперимента в зависимости от вида бетона, класса нагружения и соотношения главных напряжений $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$.

В образце с однородным напряженным состоянием можно выделить прямоугольную систему координат с осями ($i, j = 1,2,3$), в которой главные деформации обозначим через ε_1, ε_2 и ε_3. Их измерение проще всего производить, например, с помощью наклеиваемых на свободную от нагрузки поверхность образца (или в специально выполненные пазы-углубления) проволочных тензорезисторов (ГОСТ 21616-76) или с помощью закрепленных на образце тензометров (ГОСТ 18957-73).

В общем случае вокруг любой точки при нагружении деформированное состояние тела определяется тензором деформаций (E) (см.прил.1), который можно разложить на два тензора - шаровой (ε) и девиатор ($\mathcal{D}_\varepsilon$).

Всестороннее равномерное сжатие или растяжение характеризуется средней величиной относительных деформаций

*Ящин А.В. Некоторые данные о деформациях и структурных изменениях бетона при осевом сжатии. - В кн.: Новое о прочности железобетона. М., 1977.

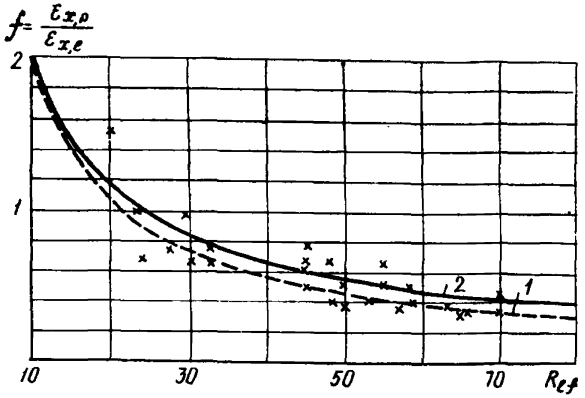


Рис.32. Зависимость между призменной прочностью R_{cf} и относительной величиной неупругих продольных деформаций $f = \varepsilon_{x,p} / \varepsilon_{x,e}$ тяжелого крупнозернистого бетона

I - $\eta = \sigma_x / R_{cf} = 0{,}98$; 2 - $\eta = \sigma_x / R_{cf} = 1$

$$\varepsilon = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3 = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)/3 ,$$

которая численно равна нормальной составляющей деформаций на октаэдрической площадке, равнонаклонной к осям I, 2, 3.

При анализе деформированного состояния девиатор деформаций тела характеризуется инвариантными величинами e_x и e_ε. Эквивалентом последней является параметр Лоде - Надаи по деформациям - μ_ε, определяющий направление девиатора деформаций ($\mathcal{D}_\varepsilon$) при условии, что их главные оси известны.

3. ОСНОВНЫЕ СООТНОШЕНИЯ ИЗ ТЕОРИИ НАПРЯЖЕНИЙ

По аналогии с тензором деформаций напряженное состояние вокруг любой точки нагруженного тела определяется тензором напряжений (S) (см.прил.I), который можно разложить на шаровой (σ) и девиатор ($\mathcal{D}_S$).

Всестороннее равномерное сжатие (растяжение) характеризуется средним напряжением

$$\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3 ,$$

численно равным нормальной составляющей напряжения на октаэдрической площадке, равнонаклонной к осям I,2,3.

При анализе напряженного состояния девиатор напряжений тела характеризуется инвариантными величинами S_I и S_{II}. Эквивалентом последней является параметр Лоде - Надаи по напряжениям - μ_σ, определяющий направление деаивтора напряжений ($\mathcal{D}_S$) при условии, что их главные оси известны.

При нагружении по схеме А (см. п.7.I настоящих Рекомендаций) компоненты тензора напряжений изменяются пропорционально, а компоненты тензора деформаций - непропорционально.

4. ВЛИЯНИЕ СЛОЖНОГО НАГРУЖЕНИЯ И РАЗГРУЗКИ НА ДЕФОРМАЦИИ И СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА

Как уже говорилось выше, зависимости (33) и (34) позволяют удовлетворительно описать закономерности между деформациями и напряжениями при пропорциональном и при некоторых видах непропорционального нагружения (с траекториями малой кривизны) не считая стадию дилатации.

При двухосном сжатии-растяжении было произведено непропорциональное нагружение, в том числе простое до уровня при отношении: для сжимающих напряжений - σ_1/R_c (программа $А_\alpha$, точки $А_I$ и $А_2$ и т.д.), для растягивающих - σ_3/R_t (программа $Б_\alpha$, точки $Б_I$ и $Б_2$ и т.д.). Нагружение производили по схеме, указанной на рис.33 а,б при расположении траекторий относительно направления оси абсцисс на плоскости $\sigma_1/R_c + \sigma_3/R_t$ под углами α и $\theta = |\alpha_p + \pi|$, т.е. по достижении некоторого уровня сжимающих или растягивающих напряжений в образце в соответствии с заданной траекторией изменения одновременно напряжений σ_1 и σ_3. В зависимости от траектории нагружения обе инвариантные величины σ и s_x либо увеличивались, либо уменьшались, либо σ уменьшалась, а S_I - увеличивалась

В процессе такого нагружения зависимости (33) и (34) сохраняют силу при монотонном увеличении σ и s_x (см.рис.I5). При резкой или полной разгрузке они не приемлемы. В этом случае зависимость между деформациями и напряжениями можно с известным приближением принять в виде прямой (см.рис.I5, линия 6), начинающейся от точки, соответствующей началу разгрузки, и проходящей параллельно прямой, соответствующей начальному нагружению (см.рис.I5, линия 9). Можно отметить особенности сопротивления бетона двухосному сжатию-растяжению, которые в этом случае описываются условием (43) - см.ниже.

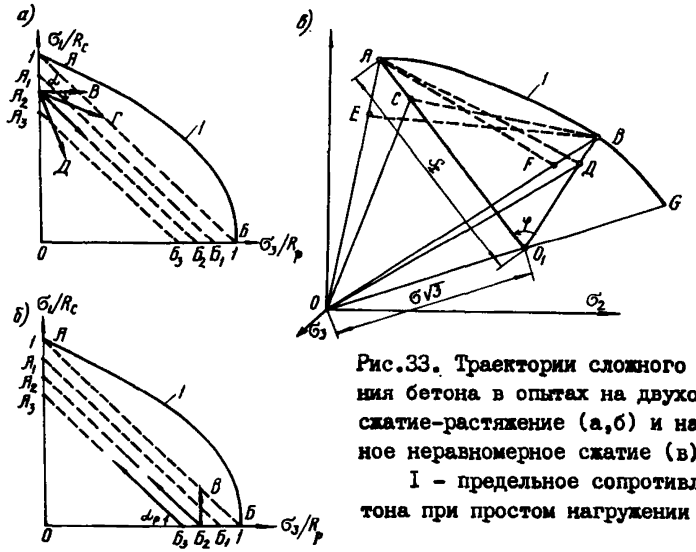


Рис.33. Траектории сложного нагружения бетона в опытах на двухосное сжатие-растяжение (а,б) и на трехосное неравномерное сжатие (в)

I – предельное сопротивление бетона при простом нагружении

При трехосном неравномерном сжатии непропорциональное нагружение осуществляли по основным траекториям, указанным на рис.33,в.

В соответствии с первой из принятых программ сначала производили пропорциональное нагружение по траекториям, берущим начало в точке 0, которые соответствуют различным значениям параметра μ_σ (луч ОЕ при μ_σ = I, луч ОF – при 0,5). После достижения определенных уровней напряжения (точки Е и F) нагружение производили непропорционально по траекториям ЕВ и FA до разрушения образца. Можно отметить изменение значений σ , s_I и μ_σ и непрерывный рост напряжений σ и s_I .

В соответствии со второй программой при нагружении по лучам СВ и ДВ изменяли только значения μ_σ и s_I при σ = *Const* , т.е. траектория нагружения менялась в девиаторной плоскости.

Зависимости (33) и (34) действительны и при трехосном неравно-

мерном сжатии, когда в процессе сложного нагружения происходит непрерывное увеличение значений σ и s_I (см.рис.24,а). При последующей разгрузке зависимость между напряжениями и деформациями также можно считать линейной, т.е. принимать в виде прямой, выходящей из точки, соответствующей началу разгрузки и проходящей параллельно прямой, соответствующей началу нагружения (рис.24,в и 26,б,в,г).

При непропорциональном нагружении по программе A_α ($\alpha \geq 0$) - двухосное сжатие-растяжение по разным траекториям - (рис.34,а) установлено, что если нагружение производить по траекториям ниже уровня АБ из разных точек оси ординат и под разными углами к горизонтали, то разрушение образцов следует ожидать на уровне кривой I. Поэтому уровень АБ можно назвать критическим, выше которого в структуре бетона происходят необратимые изменения. При нагружении по траекториям, лежащим выше уровня АБ, начиная, например, с уровня A_1B_1 или A_2B_2, из различных точек оси ординат под углом $\alpha > 0$ (рис.34,а - точки A_1, A_2 ...), образцы разрушаются раньше - соответственно линии A_0A' и $A_0A'_1$. Причем траекториям, образующим углы $A_1A'0$ и $A_2A'_1O$, соответствуют опытные точки на оси абсцисс.

Линии разрушения A_0A', $A_0A'_1$ описываются формулой

$$\sigma_3 = (R_t - \chi\sigma_1)\cos\alpha / (1-\chi)^n, \qquad (43)$$

где $n = 1/2$; $\chi = R_t/R_c$ - характеристика хрупкости бетона; α - угол, отсчитываемый по часовой стрелке от горизонтали и характеризующий степень изменения отношения напряжений σ_1/σ_3 по программе A_α

$$\alpha = arctg\ n/m = arctg\ n/(1-\chi)^n \cdot \cos\alpha = arctg\ \chi\cdot\sigma_1/\sigma_3 . \qquad (44)$$

Поскольку число нагружений в этом случае будет зависеть от уровня и угла нагружения α, то может быть построено любое число линий, аналогичных линиям A_0A' и $A_0A'_1$, характеризующих сопротивление бетона разрушению; на оси абсцисс им будут соответствовать точки A' и A'_1 (см.рис.34,а), которые связаны с углом α формулой

$$m = \sigma_3/R_t = \cos\alpha/(1-\chi)^n \qquad (45)$$

и которым, в свою очередь, соответствуют точки, лежащие на оси ординат и определяемые как

$$n = \sigma_1/R_c = \sin\alpha/(1-\chi)^n , \qquad (46)$$

откуда
$$tg\,\alpha = n/m, \qquad (47)$$

где
$$\alpha \geq \pi/4 .$$

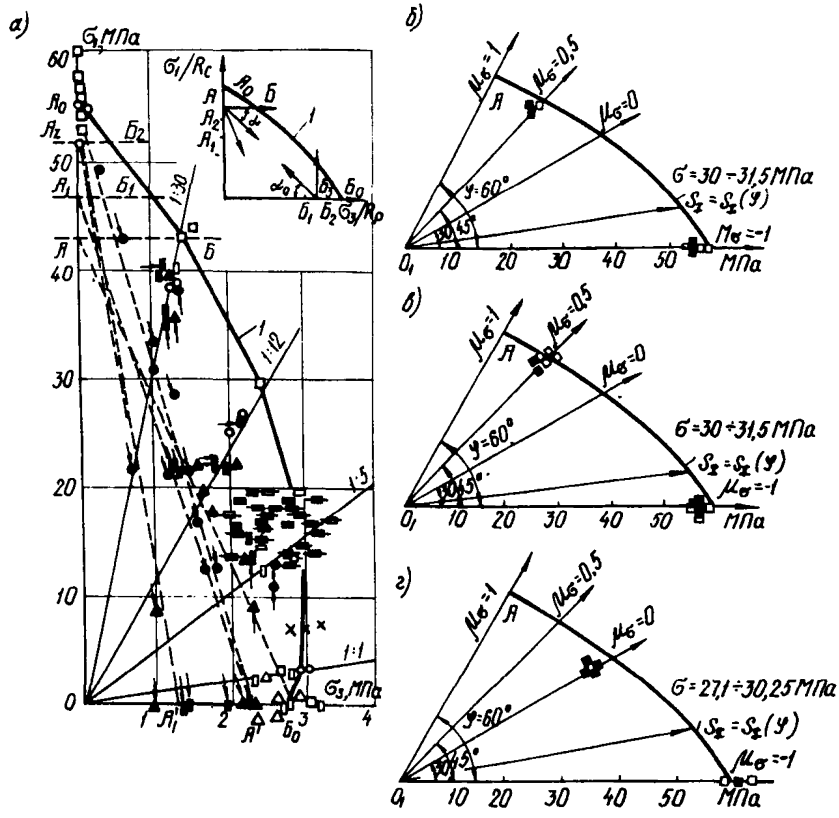


Рис. 34. К проверке сопротивления бетона в условиях сложного нагружения при двухосном сжатии-растяжении на образцах и преднапряженных балках (а) и при трехосном неравномерном сжатии только на образцах (б,в,г)

○ ,△ ,□ ,▯ - простое нагружение при двухосном сжатии-растяжении, образцы соответственно серий 2,5,6 и 8 (а);

- то же, при трехосном неравномерном сжатии - образцы серии I (б,в) и серии 2 (г):

● ,▲ ,■ ,▮ - то же, сложное нагружение;

⊕, ▭, ⊟ - сложное нагружение при двухосном сжатии-растяжении (два типа преднапряженных балок, различающихся уровнем преднапряжения, соответственно вблизи и на нейтральной оси, а также у сжатых полок)-по данным А.В.Яшина и Л.Э.Буслера;

× - то же, на нейтральной оси-по данным А.В.Яшина и Ю.А.Воробьева

По формулам (45) и (46) и задавшись углом α можно легко построить линии разрушения.

При непропорциональном сложном нагружении по различным траекториям по программе $Б_{\alpha}(\alpha_{\rho} \leq \pi/2)$ - двухосное сжатие-растяжение, а также при трехосном сжатии по программе, когда в одном случае $\sigma = const$ при $S_I \neq Const$ и $\mu_{\sigma} \neq Const$, а в другом - все эти параметры не суть константы, установлено, что по сравнению со случаем простого нагружения снижения сопротивления бетона практически не происходит. Аналогичный факт установлен и в опытах на двухосное сжатие бетона в широком диапазоне нагружения.

Таким образом, исследования двух- и трехосных напряженных состояний бетона при сжатии в широком интервале изменения главных напряжений, включая сложные нагружения, показали, что такие напряженные состояния обеспечивают достаточно высокую гарантию надежности бетона по прочности при условии сохранения данного напряженного состояния.

В том случае, когда одно из главных напряжений является растягивающим такой гарантии нет. Поэтому для сохранения надежности конструкции необходимо либо обеспечить восприятие арматурой растягивающих напряжений, либо путем предварительного напряжения арматуры не допустить растяжения.

5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТОЧНОСТИ И НАДЕЖНОСТИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

Обеспечение точности и надежности экспериментальных данных имеет большое значение для проектирования, изготовления и обеспечения требований по расчету железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп, а также для снижения коэффициентов запаса и оптимизации полученных результатов с заданной эксплуатационной надежностью конструкции.

От правильного решения этой задачи зависит успех работы по управлению качеством строительства и по экономии материалов - бетона и железобетона, объем которого непрерывно увеличивается и к концу одиннадцатой пятилетки составит около 250 млн.м^3.

Необходимость обеспечения точности и надежности расчетных характеристик бетона применительно к неодноосным напряженным состояниям возникает в связи с применением различных нестандартизованных средств и условий испытания и, как следствие, в связи с неидентичностью напряженных состояний возникающих при испытании образцов. Поэтому серьезное внимание должно быть уделено разработке различных методологических аспектов по унификации средств и способов нагруже-

ния и измерения деформаций бетона и усилий, а также по статистической обработке экспериментальных данных и критериев их оценки.

Одним из первостепенных условий при этом является выполнение положений пп.3.I и 3.2 настоящих Рекомендаций, касающихся формы и размера опытных образцов, допусков на их отклонения, на отклонения по неплоскостности опорных граней и непрямолинейности ребер (перекос).

Не менее важным условием является выполнение положений п.4.3 настоящих Рекомендаций по обеспечению в образце в направлении сжатия условий, близких к однородному напряженному состоянию (снижение концентрации напряжений и трения по опорным граням в местах контакта образца с опорными плитами нагружающего устройства) путем использования различных способов, в том числе прокладок из 2-3 слоев целлулоида со смазкой их поверхности техническим вазелином или солидолом. При этом, поскольку призменная прочность R_{ef} является основным показателем сопротивления бетона сжатию, принятым за основу при расчете конструкций, ее обеспечение лежит в основе условия (I).

Рис.35,а представляет собой типичный график зависимости между средней кубиковой прочностью бетона R по ГОСТ 10180-78 и его сопротивлением сжатию $R_c \approx R_{ef}$, определенным на основе испытаний многих серий образцов в соответствии с п.4.3 настоящих Рекомендаций. Эта зависимость может быть выражена формулой

$$R_c = (0{,}80 - 0{,}001 \cdot R) \cdot R \ , \qquad (48)$$

где величина $K'_{пп} = R/R_c$, т.е. по значению близка к коэффициенту призменной прочности.

Для обеспечения аналогичных условий при растяжении (свободного равномерного расширения в поперечном направлении у края образца) необходимо соблюдать положения п.4.4 настоящих Рекомендаций.

Не менее важным является положение п.7.I4, касающееся проверки точности полученных характеристик бетона с помощью статистических методов. И при одноосных и при неодноосных испытаниях были получены примерно одинаковые отклонения по прочности бетона: при действии только сжимающих напряжений коэффициент вариации не превышает 8%, при действии хотя бы одного растягивающего напряжения ≈ I2%. На рис. 35,б в качестве примера дана типичная гистограмма частоты сопротивления бетона сжатию, полученная при испытании 28 образцов, которая в среднем соответствует нормальному закону распределения (среднее значение $\tilde{\sigma}$, и его среднеквадратическое отклонение S приведены в табл.3).

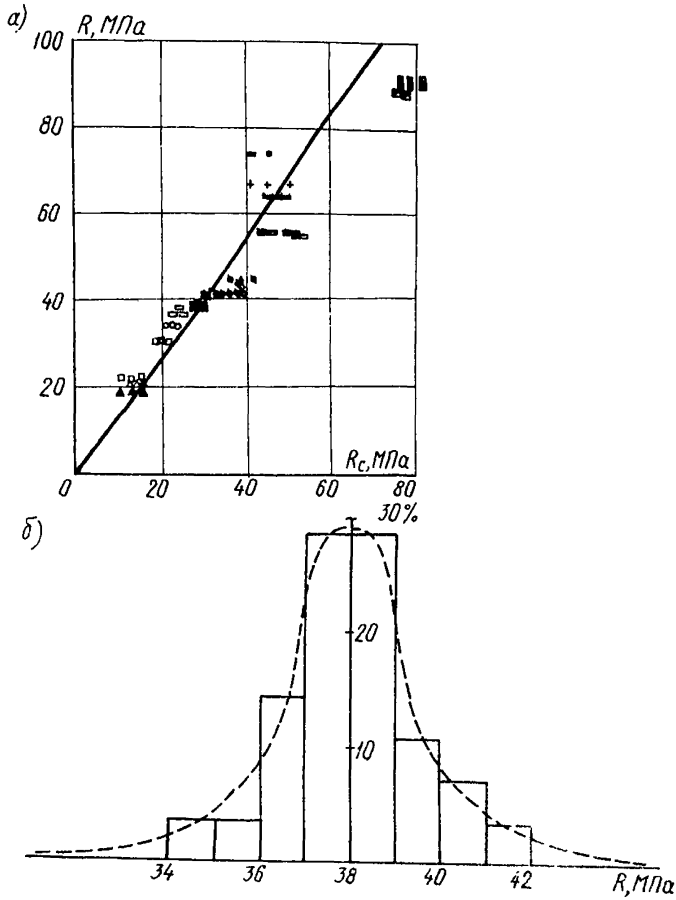


Рис.35. Зависимость между кубиковой прочностью R' и сопротивлением бетона сжатию $R_c \approx R_{ef}$ (а) и гистограмма частоты последнего (б)

Таблица 3. Параметры оценки среднего предельного напряжения в бетоне при одно-, двух- и трехосных напряженных состояниях

Серия образцов	Число образцов в серии	Класс нагружения	Среднее предельное напряжение $\tilde{\sigma}_1$, МПа	Среднеквадратическое отклонение S, МПа	Коэффициент вариации прочности ν, %	Точность оценки Δ среднего значения $\tilde{\sigma}_1$ при надежности 95%
КА-3	8	Трехосное сжатие	77,I	2,865	3,7I7	2,322
КУ-I	8		67,05	3,35I	4,998	2,796
КА-2	7	Одноосное сжатие	28,6I	I,962	6,859	I,8I7
КУ-I	7		27,I6	2,I68	7,983	2,007
БИ-I-I	7	Двухосное сжатие	34,56	3,872	II,205	5,586
БИ-I-2	I2	Одноосное сжатие	28,78	I,505	5,229	0,956
БИ-3-I	7	Двухосное сжатие--растяжение (σ_3 / σ_1 = -I/I2)	I5,24	I,986	I3,032	I,840
БИ-3-2	I0	Одноосное сжатие	23,94	I,7I0	7,I44	I,222
БИ-3-3	7	Одноосное растяжение	2,44	0,I95	8,007	0,I8I
БИ-2-I	9	Двухосное сжатие ($\sigma_1 = \sigma_2$)	32,29	3,302	I0,229	2,543
БИ-2-2	8		27,62	3,347	8,492	I,958
КА-2а	28	Одноосное сжатие	38,03	I,538	4,044	0,024

Коэффициент вариации по деформациям не превышает 10% за исключением стадии, близкой к разрушению, когда он достигает 20%.

Точность и надежность экспериментальных данных может быть повышена за счет совершенствования методов экспериментального исследования. В этом отношении предпочтение следует отдать программе максимум (п.2.2 настоящих Рекомендаций), позволяющей определять не только прочностные, но и деформационные, структурные, скалярные и тензорные характеристики бетона при различных классах (см. п.2.4 настоящих Рекомендаций) нагружения. Изменение условий изготовления, хранения и нагружения образцов, а также других условий опыта могут внести серьезные изменения как в результаты испытаний, так и сам процесс и характер разрушения бетона. Поэтому все сведения без исключения, касающиеся изменения упомянутых и других условий эксперимента, следует вносить в журнал испытаний.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
I. Область применения	5
2. Основные положения	5
3. Форма и размеры образцов	8
4. Оборудование, приборы, приспособления	9
5. Подготовка к испытаниям	I6
6. Проведение испытаний	I9
7. Подсчет результатов	2I
Приложение I. Основные термины и определения	28
Приложение 2. Рекомендуемые соотношения главных напряжений ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)	32
Приложение 3. Экспериментально-теоретические исследования деформаций и процессов разрушения бетона при различных напряженных состояниях	34

Рекомендации по определению
прочностных и деформационных
характеристик бетона при
неодноосных напряженных состояниях

Отдел научно-технической информации
НИИЖБ Госстроя СССР

Редактор Т.В.Филиппова

Л- 43273 Подписано к печати 7.08.85 Заказ №1037
Формат 60x84/I6 Ротапринт Уч.-изд.л. 4,2 Усл.кр.-отт. 4,2
Тираж 500 экз. Цена 63 коп.

ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР
Москва, Можайское шоссе, д.25

gost.e-ecolog.ru