

5. Экспериментальные основы и основные положения метода расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

5.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

5.2. Метод расчета по предельным состояниям

5.2.1. Две группы предельных состояний

5.2.2. Классификация нагрузок по продолжительности действия

5.2.3. Классификация сочетаний нагрузок

5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

5.2.6. Трещиностойкость железобетонных конструкций

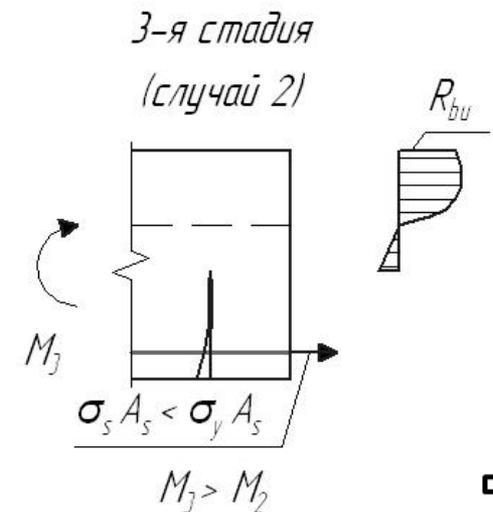
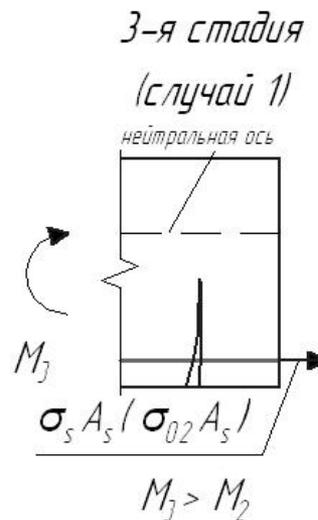
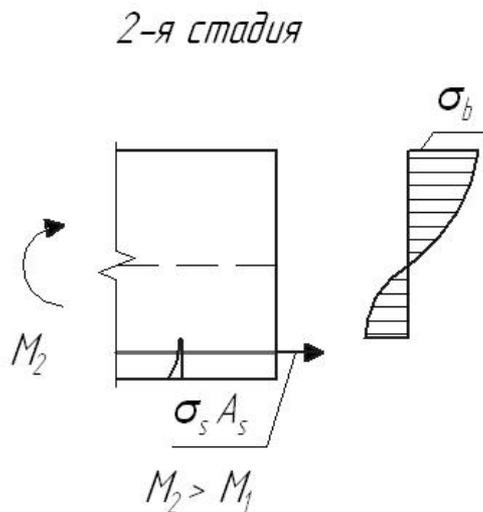
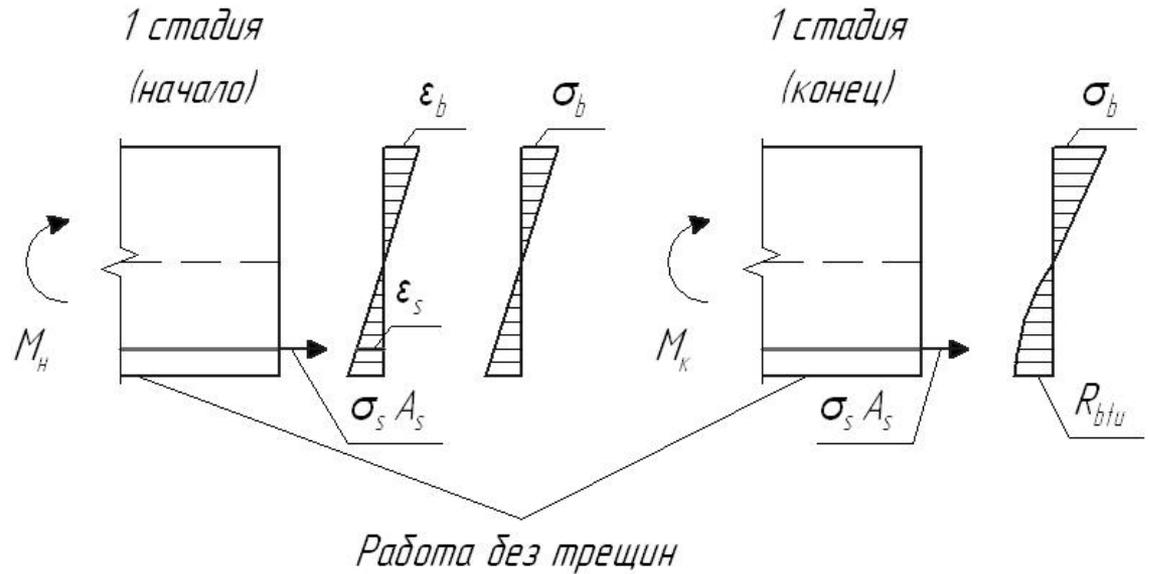
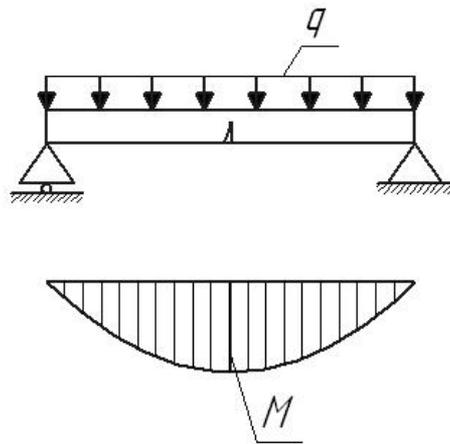
5.2.7. Предельные состояния первой и второй групп

5.3. Предварительное напряжение в арматуре

5.4. Предварительные напряжения в бетоне

5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

5.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов



5.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Под стадией I понимают напряженно-деформированное состояние элемента до образования трещин в его растянутой зоне, то есть когда бетон растянутой зоны сохраняет сплошность и работает под воздействием нагрузки квазэупруго.

В начале этой стадии эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения близки к треугольным.

Усилия в растянутой зоне в основном воспринимает бетон.

Стадию I называют стадией квазиупругой работы элемента.

Она наступает при относительно малой внешней нагрузке (15-20% разрушающей). С увеличением нагрузки интенсивно развиваются неупругие деформации в растянутой зоне элемента; эпюра напряжений в ней становится криволинейной; величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение R_{btu} .

Когда деформации удлинения крайних растянутых волокон достигнут предельной величины, наступает конец стадии I.

По стадии I рассчитывают элементы на образование трещин и деформации (перемещения) сечений, работающих без трещин.

За расчетную эпюру стадии I принимают треугольную эпюру напряжений в сжатой зоне и прямоугольную с ординатой в растянутой зоне нормального сечения.

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, и он постепенно из работы выключается.



5.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Наступает новое напряженно-деформированное состояние элемента – активное образование и раскрытие трещин в бетоне его растянутой зоны.

По высоте сечения элемента трещины распространяются почти до нулевой линии.

Под стадией II понимают напряженно-деформированное состояние элемента, когда в бетоне его растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины.

В местах трещин растягивающие усилия в основном воспринимает арматура и частично бетон над трещиной, а на участках между трещинами арматура и бетон работают совместно, так как на этих участках сцепление арматуры с бетоном не нарушается.

По мере возрастания нагрузки в местах трещин начинают появляться заметные неупругие деформации арматуры, свидетельствующие о приближении напряжений в арматуре к пределу текучести, то есть конце стадии II.

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций бетона постепенно искривляется.

Стадия II сохраняется значительное время и характерна для эксплуатационных нагрузок (~65% разрушающих), так как при эксплуатации многих элементов допускается появление трещин.

По стадии II рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну (жесткость элементов), работающих с трещинами.



5.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Под стадией III понимают стадию разрушения железобетонного элемента.

По продолжительности она самая короткая. В этой стадии напряжения в арматуре достигают физического или условного предела текучести, а в бетоне – временного сопротивления осевому сжатию. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается.

Различают два характерных случая разрушения элемента.

Под случаем 1 понимают пластичный характер разрушения нормально армированного элемента вследствие замедленного развития местных пластичных деформаций арматуры. Разрушение начинается с появления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и интенсивно уменьшается высота бетона сжатой зоны сечения за счет развития трещин по высоте элемента и появления неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны над трещиной. В этом случае прочностные свойства бетона и арматуры полностью исчерпываются.

Случай 2 наблюдают при разрушении элементов с избыточным содержанием растянутой арматуры. Разрушение таких элементов всегда происходит внезапно (хрупкое разрушение) от полного исчерпания несущей способности бетона сжатой зоны, при неполном использовании прочности дефицитной растянутой арматуры.

Под нормально армированными понимают элементы, в которых полностью используется несущая способность дефицитной арматуры.

Элементы, разрушающиеся по случаю 2 называют переармированными, потому что несущая способность арматуры в них полностью не используется.

Следует заметить, что по длине железобетонного элемента часто можно выделить нормальные сечения, испытывающие различные стадии напряженно-деформированного состояния.



5.2 Метод расчета по предельным состояниям

Метод расчета конструкций по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям.

Под предельным понимают такое состояние конструкций, после достижения которого дальнейшая их эксплуатация становится невозможной вследствие потери несущей способности или получения недопустимых перемещений или местных повреждений.

Метод расчета сечений по предельным состояниям гарантирует, что за период нормальной эксплуатации зданий не наступит ни одно из предельных состояний для конструкций в целом и отдельных ее частей.

В то же время метод расчета сечений элементов по предельным состоянием имеет некоторые недостатки:

- неясность в определении общего запаса прочности конструкции в целом;
- усложнение в сопоставлении расчетных величин с экспериментальными данными;
- распределение коэффициентов запаса по материалам не позволяет просто учитывать перераспределение усилий между материалами;
- предположение об одновременном совпадении наибольшего снижения прочности бетона и арматурной стали в наиболее нагруженном сечении элемента мало вероятно.



5.2.1. Две группы предельных состояний

В соответствии с этим установлены две группы предельных состояний:

- I – состояния, приводящие к полной непригодности эксплуатации конструкции;
- II – состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечить конструкцию:

- от разрушения (расчет по прочности);
- от потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость);
- от потери положения конструкции (расчеты на опрокидывание, скольжение, всплывание заглубленных или подземных резервуаров, насосных станций);
- от усталостного разрушения (расчет на выносливость);
- от разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Предельные состояния этой группы ведут к прекращению эксплуатации конструкций и, следовательно, носят четкий характер.



5.2.1. Две группы предельных состояний

Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечить конструкцию от образования трещин, а также их чрезмерного раскрытия, от чрезмерных перемещений (прогибов, углов поворота, углов перекоса и колебаний).

Предельные состояния этой группы вызывают временное прекращение или частичное нарушение условий нормальной эксплуатации конструкций, однако четкая граница их входа в предельное состояние в данном случае отсутствует.

Расчет по предельным состояниям конструкции производится для всех стадий:

- изготовления;
- хранения;
- транспортировки;
- монтажа и эксплуатации конструкций.

Расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждому из перечисленных периодов.

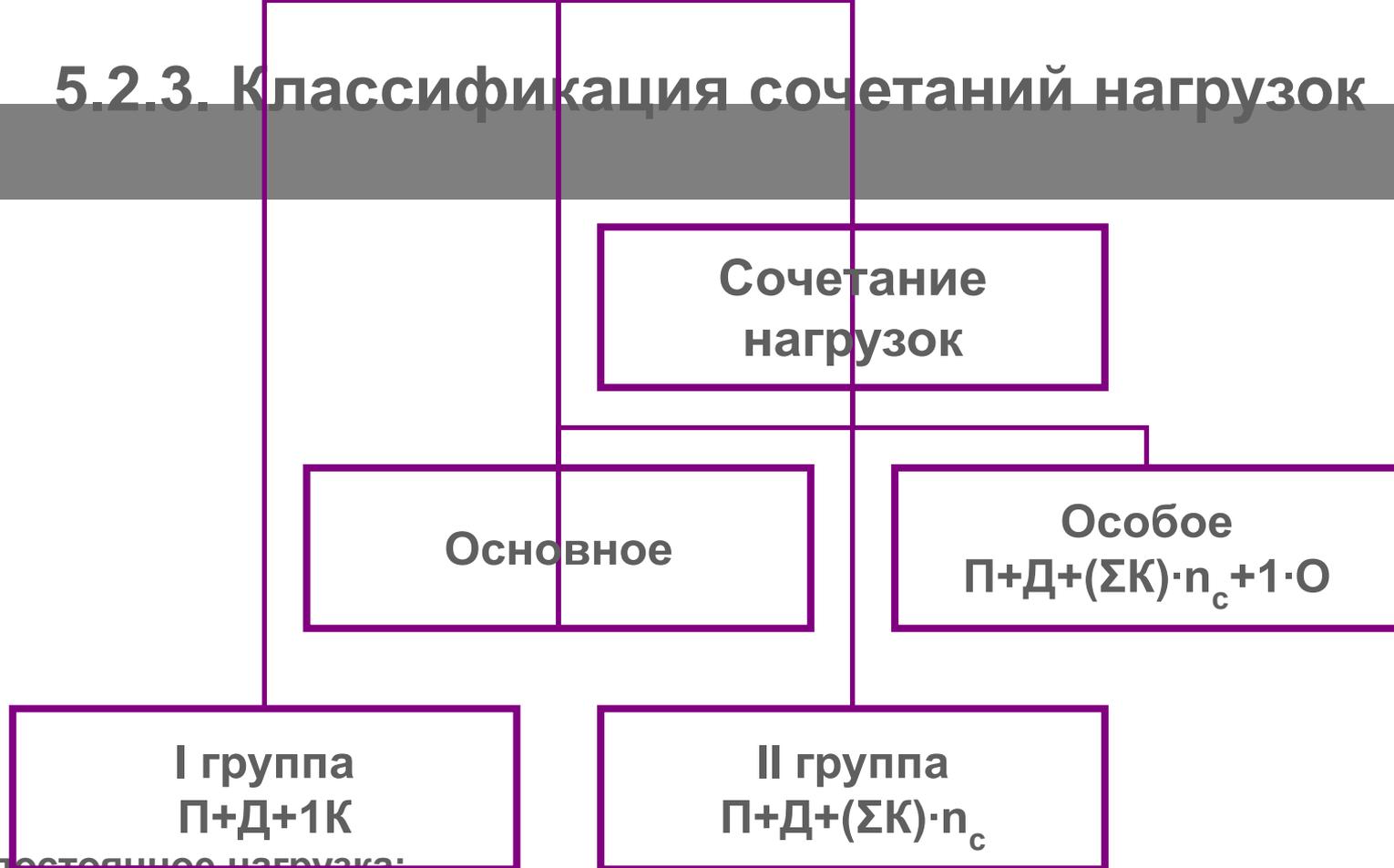
Усилия в статически неопределимых конструкциях при расчете по предельным состояниям первой и второй групп определяют, как правило, с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния.



5.2.2. Классификация нагрузок по продолжительности действия



5.2.3. Классификация сочетаний нагрузок



П – постоянное нагрузка;

Д – временно - длительная нагрузка;

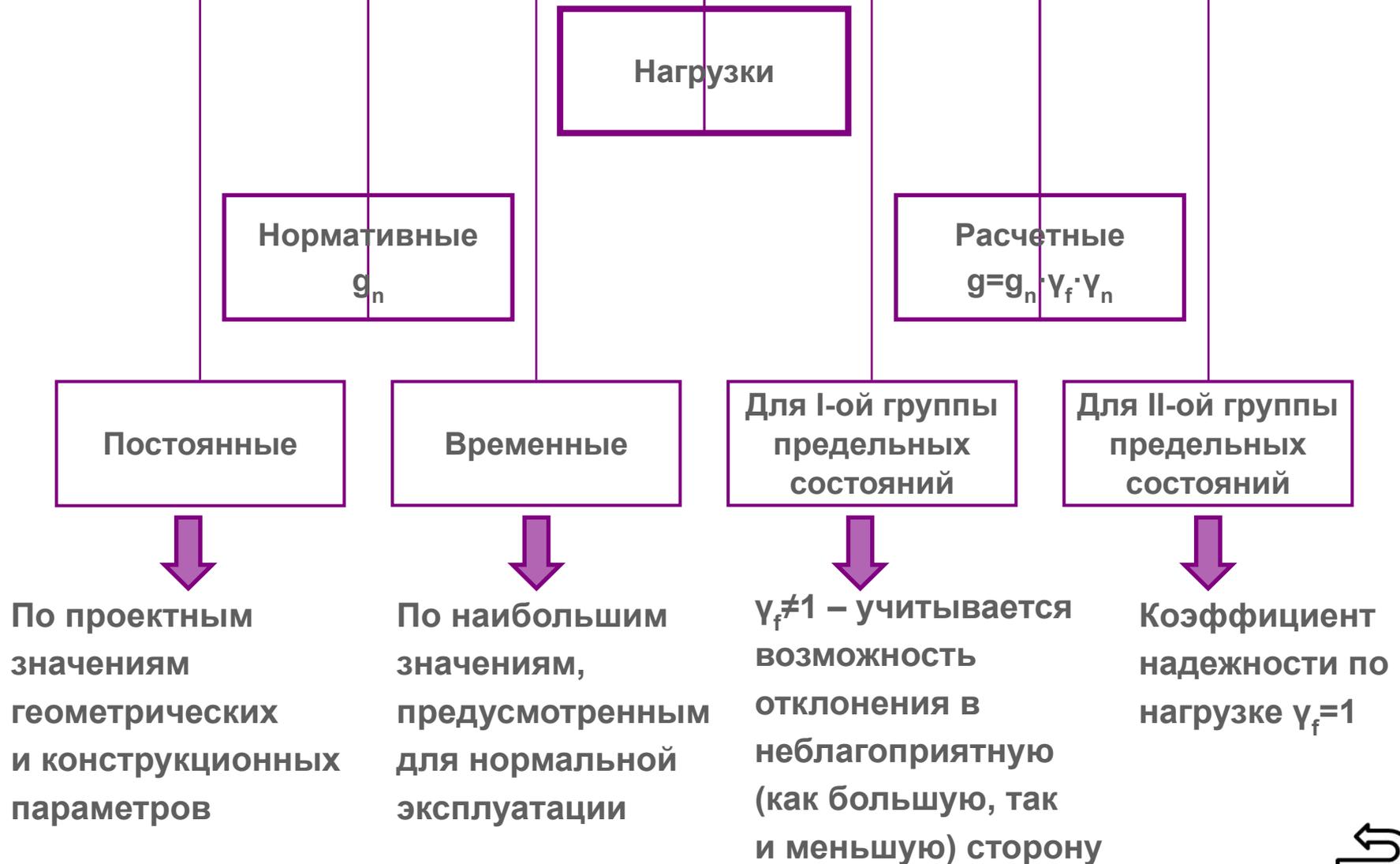
К – временно - кратковременная нагрузка;

О – особая;

n_c – коэффициент, учитывающий малую вероятность того, что одновременно несколько нагрузок достигнут максимально возможных значений.



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

Расчеты, обосновывающие безопасность принятых конструктивных решений проектируемого здания или сооружения, должны быть проведены с учетом уровня ответственности здания или сооружения. С этой целью расчетные значения усилий в элементах строительных конструкций и основании здания или сооружения должны быть определены с учетом **коэффициента надежности по ответственности γ_n** .

Установлены три уровня ответственности зданий и сооружений:

- повышенный

(здания и сооружения, отнесенные в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам)

$$\gamma_n = 1,1;$$

- нормальный

(все здания и сооружения, за исключением зданий и сооружений повышенного и пониженного

уровней ответственности)

$$\gamma_n = 1,0;$$

- пониженный

(здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомо-

гательного использования, связанные с осуществлением строительства или реконструк-



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры установлены для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций при проектировании, изготовлении и эксплуатации.

Нормативные значения предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии $\varepsilon_{bo,n}$ и растяжении $\varepsilon_{bto,n}$ принимают в зависимости от длительности действия нагрузки:

- при непродолжительном действии нагрузки

$$\varepsilon_{bo,n} = 0,002; \quad \varepsilon_{bto,n} = 0,0001$$

- при продолжительном действии нагрузки и относительной влажности окружающего воздуха 40...75%

$$\varepsilon_{bo,n} = 0,0034; \quad \varepsilon_{bto,n} = 0,00024.$$

Расчетные значения предельных деформаций ε_{bo} и ε_{bto} и характеристики ползучести $\varphi_{b,or}$ принимают равными их нормативным значениям.



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

Прочностные показатели бетона и арматуры обладают изменчивостью, обусловленной неоднородностью структуры, различными условиями испытания и другими случайными факторами.

Поэтому действительные прочностные характеристики материалов могут значительно отличаться от среднестатистических величин. В расчетах строительных конструкций используют показатели прочности, задаваемые с определенной надежностью.

Класс бетона по прочности на сжатие устанавливается с учетом статистической изменчивости прочности и принимается равным наименьшему контролируемому значению временного сопротивления бетона.

Нормативные сопротивления бетона также устанавливаются с учетом статистической изменчивости прочности и принимаются равными наименьшим контролируемым значениям соответствующих параметров.

Нормативным сопротивлением бетона является:

- сопротивление осевому сжатию призм – призменная прочность R_{bn} ;
- сопротивление осевому растяжению R_{btn} .



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

Возможные отклонения прочности бетона в конструкциях учитываются коэффициентом надежности по бетону γ_b и вводится понятие расчетного сопротивления бетона:

– по прочности на осевое сжатие

$$R_b = R_{b,n} / \gamma_b;$$

– по прочности на осевое растяжение

$$R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt}.$$

• Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии γ_b принимают равными:

1,3 – для предельных состояний по несущей способности (первая группа);

1,0 – для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (вторая группа).

• Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении γ_{bt} принимают равными:

1,5 – для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на сжатие;

1,3 – для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение;

1,0 – для предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

В Евроноормах принято: $\gamma_b = \gamma_{bt} = 1,5$.



5.2.4. Нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления

В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик бетона умножают на следующие коэффициенты условий работы γ_{bi} , учитывающие особенности работы бетона в конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.):

• γ_{b1} - для бетонных и железобетонных конструкции, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1,0$ – при кратковременном действии нагрузки;

$\gamma_{b1} = 0,9$ при длительном действии нагрузки;

• $\gamma_{b2} = 0,9$ – для бетонных конструкций, учитывающий характер разрушения таких конструкций:

• $\gamma_{b3} = 0,9$ – для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении:

• $\gamma_{b4} \leq 1,0$ – учитывает влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур.



5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Для верной оценки надежности строительных конструкций необходима информация о статистической изменчивости параметров нагрузок.

• Нагрузки от собственного веса конструкции

Для линейных элементов (балки, колонны, ригели) с площадью поперечного сечения A , кН/м, нагрузка на единицу длины будет равна: $g = \rho \cdot A$.

Возможные флуктуации определяются изменчивостью плотности материалов, геометрических размеров, массы под влиянием окружающей среды (например, влажность), а также рядом неучтенных факторов (например, масса защитных покрытий, неучет отверстий, швов и т.п.). Отмеченные факторы влияют на нагрузку от веса конструкции, они носят как случайный, так и систематический характер.

Статистические характеристики нагрузки от собственной массы:

- математическое ожидание $\bar{q} = \bar{\rho} \cdot \bar{A}$
 - дисперсия $\tilde{q}^2 = \tilde{\rho}^2 + \tilde{A}^2$,
- где $\bar{\rho}, \bar{A}$ — математические ожидания плотности и поперечного сечения элемента;
 $\tilde{\rho}^2, \tilde{A}^2$ — дисперсии плотности и поперечного сечения элемента.

Изменчивость плотности материалов

Материал	Ед. Изм.	Среднее значение	Коэфф. вариации
Глины	т/м ³	1,97	0,046
Тяжелый бетон	т/м ³	2,37	0,0242
Керамзитобетон	т/м ³	1,427	0,091
Древесина (сосна)	т/м ³	0,656	0,065
Цементная стяжка	т/м ³	2,06	0,073
Керамзит	т/м ³	0,31	0,069
Стекло	т/м ²	75	0,05



5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Опытные статистические распределения постоянных нагрузок хорошо описываются **нормальным законом**. Поэтому для характеристики распределения нагрузки от собственного веса достаточно иметь средние значения и коэффициент вариации.

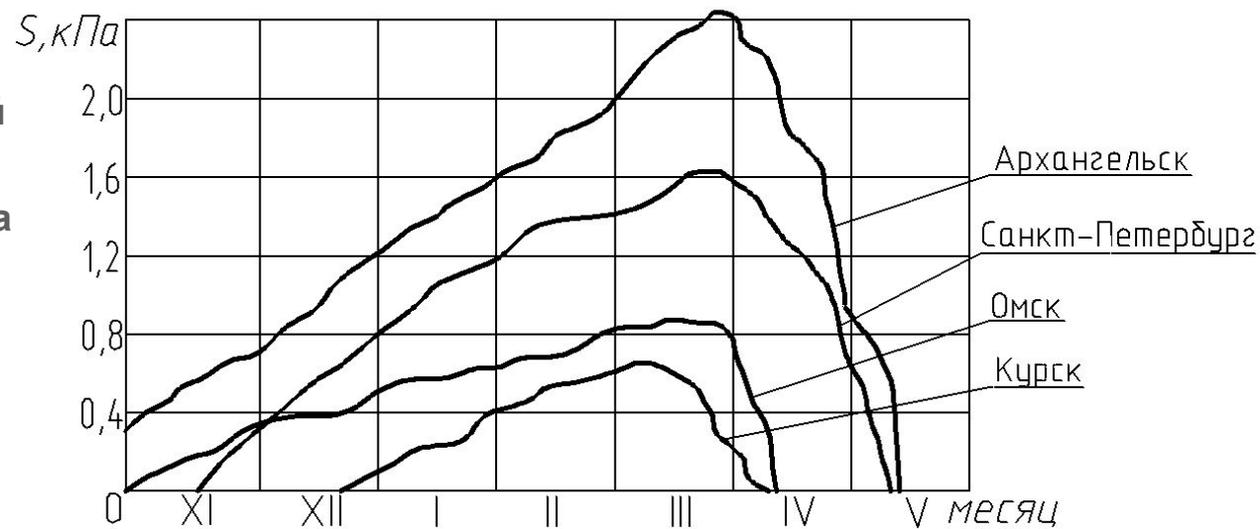
• Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие составляет:

$$S_i = S_0 \cdot \tilde{N},$$

где S_0 – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли;
 \tilde{N} – коэффициент перехода согласно СНиП.

Накопление снеговой нагрузки



Наилучшим образом распределение максимальных годовых снеговых нагрузок описывается двойным экспоненциальным распределением (распределение Гумбеля).



5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Функция распределения этого закона имеет вид:

$$F(s) = \exp\left(-\exp\left(\frac{\alpha - S}{\beta}\right)\right)$$

Параметры распределения α, β связаны с математическим ожиданием и дисперсией следующим образом: $\bar{S} = \alpha + 0,5776\beta$, $\bar{S}^2 = 1,645\beta^2$.

Данные коэффициенты имеют различные значения для разных местностей.

Для Москвы, например, $\alpha = 0,0931$ кПа, $\beta = 0,365$

• Ветровая нагрузка

На основе многочисленных наблюдений на метеостанциях рекомендуется для скоростей ветра использовать распределение Вейбулла. Интегральная функция распределения скоростей ветра имеет вид: $F(v) = 1 - \exp\left(-\frac{1}{\alpha} v^\beta\right)$, где $F(v)$ — вероятность того, что в наперед заданный момент времени скорость ветра v не превысит значения;

α, β — коэффициенты, определяемые по каждой метеостанции отдельно и зависящие от ветрового режима данной местности. Для Москвы, например: $\alpha = 4,926$, $\beta = 1,125$ кПа.

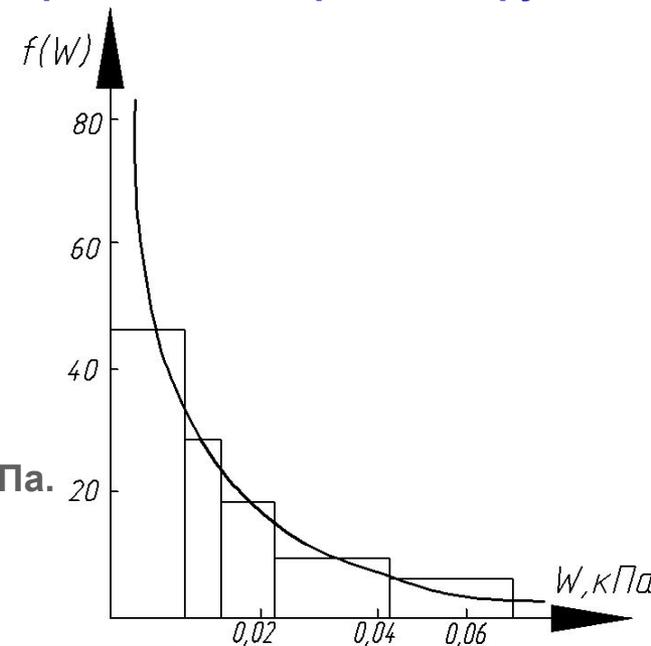
Плотность распределения Вейбулла имеет вид:

$$f(v) = \frac{\beta}{\alpha} \cdot v^{\beta-1} \exp\left(-\frac{1}{\alpha} v^\beta\right).$$

Математическое ожидание и коэффициенты вариации распределения Вейбулла следующие:

$$\bar{v} = \left(\frac{1}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\beta}} \cdot \Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right), \quad V = \sqrt{\frac{\Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right)}{\Gamma^2\left(\frac{1}{\beta} + 1\right)} - 1}.$$

Гистограмма и плотность распределения ветровой нагрузки



5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Давление ветра связано с его скоростью следующей зависимостью: $w_m = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2$,

$$= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2,$$

$$w = w_m + w_p,$$

где w_m и w_p - средняя и пульсационная составляющие полной нагрузки.

При определении расчетной ветровой нагрузки следует учитывать коэффициент надежности γ_f , значение которого в соответствии с действующими нормами принимается равным 1,4.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z от поверхности земли в зависимости от эквивалентной высоты z_e находится по формуле: $w_m = w_0 k(z_e) c$, в которой w_0 – нормативное давление ветра на уровне 10 м от поверхности земли, определяемое по таблице в зависимости от ветрового района [СН]);

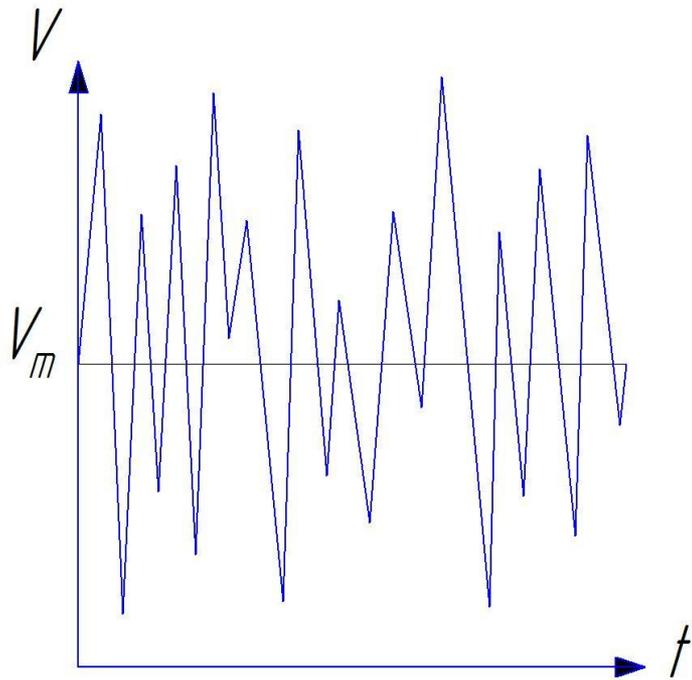
c – аэродинамический коэффициент сил (c_x и c_y), крутящего момента (c_m) или давления (c_p);

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e и определяемый по формуле: $k(z_e) = k_{10} (z_e/10)^{2\alpha}$.



5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Продолжительность по ветровой нагрузке



Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки для этих зданий и их конструктивных элементов определяется по формуле: $w_p = w_m \xi \zeta(z_e) \nu$, в которой ξ и ν - коэффициенты динамичности и пространственной корреляции пульсаций давления ветра; $\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, вычисляемый при известных параметрах ζ_{10} и α по формуле: $\zeta(z_e) = \zeta_{10} (z_e/10)^{-\alpha}$.

Коэффициент динамичности ξ для высотных зданий вычисляется в зависимости от рассеяния энергии его колебаний, которая численно связана с логарифмическим декрементом затухания колебаний $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$,

где δ_s – логарифмический декремент конструкционного демпфирования; δ_a – логарифмический декремент аэродинамического демпфирования основной собственной формы; δ_d – логарифмический декремент затухания вследствие специальных мероприятий (амортизатор колебаний, жидкостной амортизатор).

5.2.5. Статистические характеристики нагрузок

Значение коэффициента динамичности при декременте затухания колебаний в пределах $\delta = 0,05 \div 0,3$ предлагается вычислять по формуле:

$$\xi = \frac{1,35 - \delta + 34\varepsilon_1}{1 + (7 + 20\delta)\varepsilon_1},$$

где параметр ε_1 представляет собой безразмерный период собственных колебаний, который удобно определять через расчетное значение ветровой нагрузки (кПа) и первой собственной частоты f_1 колебаний по формуле:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e) \gamma_f}}{30 f_1}.$$

Для конструктивных элементов z_e - высота z , на которой они расположены; для зданий $z_e = 0,7h$, где h - высота здания.

Значения собственных частот и форм колебаний зданий определяются из решения частотных уравнений аналитическим методом. Учитывая связь частоты f_1 с периодом T_1 колебаний имеем следующую полезную для инженерных расчетов зависимость: $f_1 = 46/h$.

5.2.6. Трещиностойкость железобетонных конструкций

Трещиностойкость железобетонных конструкций – сопротивление образованию трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния или сопротивление раскрытию трещин в стадии II.

К трещиностойкости железобетонных конструкций предъявляются при расчете различные требования в зависимости от вида применяемой арматуры и условий их эксплуатации.

Эти требования подразделяются на три категории:

1-я категория – не допускается образование трещин (резервуары, напорные трубы);

2-я категория – допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия (предварительно напряженные элементы, не вошедшие в первую категорию);

3-я категория – допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин (часть предварительно напряженных конструкций, конструкции без предварительного напряжения).



5.2.6. Трещиностойкость железобетонных конструкций

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянной, длительной и кратковременной нагрузки; продолжительным – при действии только постоянной и длительной нагрузки.

Предельная величина раскрытия трещин, при которой обеспечивается нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкций, в зависимости от применяемой арматуры и условий эксплуатации, не должна превышать 0,05-0,4 мм.

Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости зависит от категории требований по трещиностойкости:

- при требованиях первой категории расчет ведут по расчетным нагрузкам с коэффициентом надежности по назначению $\gamma_f > 1$;
- при требованиях второй и третьей категории - с $\gamma_f = 1$.



5.2.7. Предельные состояния первой и второй групп

В расчетах на прочность исходят из третьей стадии напряженно-деформированного состояния. Проверка расчетного сечения по несущей способности состоит в том, что по заданным прочностным характеристикам материалов, размером бетонного сечения и площади арматуры определяют (по соответствующим формулам) минимально возможную (предельную) несущую способность элемента. Несущая способность сечения считается достаточной, если

удовлетворяются неравенства типа: $M \leq M_u$ или $N \leq N_u$,

где M и N – расчетные (максимально возможные) изгибающие моменты (при изгибе) и продольные усилия (при сжатии или растяжении);

M_u и N_u – предельные (минимально возможные) несущие способности сечения элемента, подвергающегося изгибу и сжатию, или растяжению.

Вторая группа предельных состояний включает в себя расчеты:

• расчет на образование трещин: $M \leq M_{crc}$ или $N \leq N_{crc}$,

где M_{crc} и N_{crc} – момент и усилие трещинообразования;

• расчет на раскрытие трещин: $a \leq a_{crc,u}$,

где $a_{crc,u}$ – допустимая ширина раскрытия трещин (определяется по СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции»);

• расчет по перемещениям: $f \leq f_u$,

где f_u – допустимое перемещение (определяется по СНиП «Нагрузки и воздействия»: Раздел 10. Прогибы и перемещения).



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Величина предварительного напряжения арматуры σ_{sp} существенно влияет на характер работы элемента. Важно правильно назначить величину создаваемых предварительных напряжений в арматуре.

При малых предварительных напряжениях в арматуре и слабом обжатии бетона эффект предварительного напряжения с течением времени будет утрачен вследствие потерь предварительного напряжения.

При высоких напряжениях в арматуре, близких к нормативному сопротивлению, в проволочной арматуре возникает опасность разрыва при натяжении, а в горячекатаной – опасность развития значительных остаточных деформаций.

На основании опыта изготовления и эксплуатации предварительно напряженных элементов значение σ_{sp} назначается с учетом допустимых отклонений арматуры p (зависит от метода натяжения арматуры):

$$\sigma_{sp0} + p \leq R_{s,ser} \qquad \sigma_{sp0} - p \geq 0,3R_{s,ser}$$



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются.

Различают:

- первые потери предварительного напряжения в арматуре, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона;
- вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

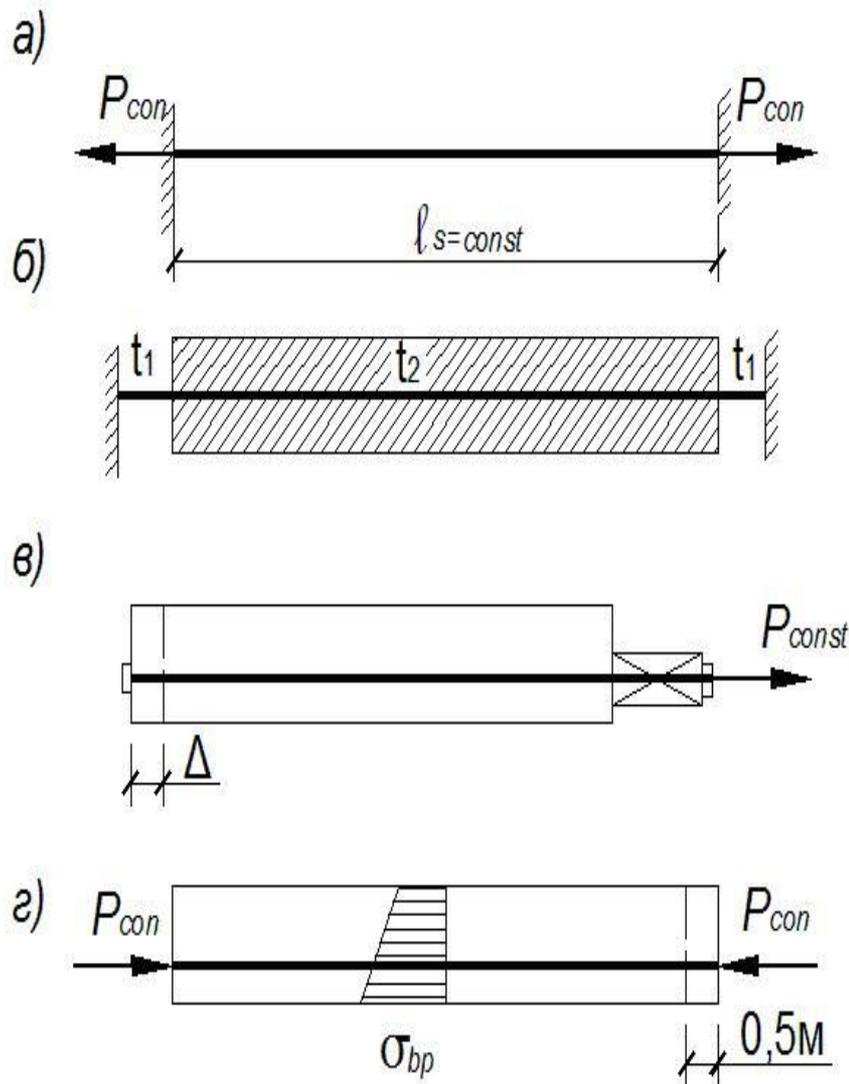
Первые потери предварительного напряжения включают:

- потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре;
- потери от температурного перепада при термической обработке конструкций;
- потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.



5.3. Предварительное напряжение в арматуре



- а - к нахождению напряжения от релаксации напряжений арматуры,
- б - к нахождению напряжения от температурного перепада,
- в - к нахождению напряжения от деформации стальных форм,
- г - к нахождению напряжения от быстро натекающей ползучести.



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Потери от релаксации арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ можно приближенно принимать равными $0,1 \cdot \Delta\sigma_{sp}$. При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

Потери от температурного перепада $\Delta\sigma_{sp2}$, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, можно приближенно принимать равными 75 МПа.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Потери от деформации стальной формы (упоров), на которые натягивается напрягаемая арматура, $\Delta\sigma_{sp3}$, приближенно можно принимать равными 30 МПа.

При наличии данных о конструкции формы допускается принимать иные значения потерь, полученные из расчета деформаций формы, вызванных усилиями предварительного натяжения арматуры. При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются.

Потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ приближенно можно принимать равными 50 МПа. При наличии данных о конструкции анкеров допускается принимать иные значения потерь от деформации анкеров.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают.



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s,$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ - деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 - для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 - для бетона класса В40;

0,0003 - для бетона классов В45 и выше.

Допускается потери от усадки бетона определять более точными методами.

Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{spj6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \cdot \left(1 \pm \frac{e_{op} \cdot y_{sj} \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})}$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона;

σ_{bpj} - напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-ой группы стержней напрягаемой арматуры от предварительного обжатия усилием $P_{(1)}$ с учетом первых потерь предварительного напряжения;



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

e_{op} - эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

y_{sj} - расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

A_{red} , I_{red} - площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

μ_{spj} - коэффициент армирования, равный

$$A_{spj}/A,$$

где A и A_{spj} - площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

В формуле знак «плюс» принимают в тех случаях, когда рассматриваемая группа стержней напрягаемой арматуры, в которой определяют потери напряжения, расположена по отношению к центру тяжести приведенного поперечного сечения элемента с той же стороны, что и усилие предварительного обжатия $P_{(1)}$; знак «минус» – при расположении по разные стороны.

Допускается потери от ползучести бетона определять более точными методами.



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Напряжения σ_{bpj} определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_{i=1}^{i=4} \Delta\sigma_{spi}$$

где i - номер потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j})$$

где A_{spj} - площадь сечения j -ой группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента;
 $\sigma_{sp(1)j}$ - предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}$$

Здесь σ_{spj} - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.



5.3. Предварительное напряжение в арматуре

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi}$$

Усилие обжатия бетона с учетом полных потерь равно:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(2)j}), \text{ где } \sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$$

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ следует принимать не менее 100 МПа.

Суммарные потери при любом способе натяжения:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los_1} + \sigma_{los_2}$$

Они могут составлять около 90% начального предварительного напряжения.

В расчетах конструкций суммарные потери должны приниматься не менее 100 МПа.

В ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов под влиянием совместных с бетоном деформаций возникают начальные сжимающие напряжения: при обжатии бетона – равные потерям от быстронатекающей ползучести $\sigma_s = \sigma_6$, а перед загрузением элемента – равные сумме потерь от быстронатекающей ползучести, усадки и ползучести бетона:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$$



5.4. Предварительные напряжения в бетоне

При расчете предварительно напряженных железобетонных конструкций возникает необходимость в определении напряжений в бетоне от усилия обжатия P .

При этом используются зависимости сопротивления материалов. Из-за различий в свойствах бетона и арматуры используют приведенное бетонное сечение, в котором площадь сечения арматуры заменяют эквивалентной площадью сечения бетона.

Исходя из равенства деформаций арматуры и бетона, приведение выполняют по отношению

$$\alpha = E_s / E_b.$$

Площадь приведенного сечения элемента составит:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s$$

Расстояние от нижней грани элемента до его центра тяжести:

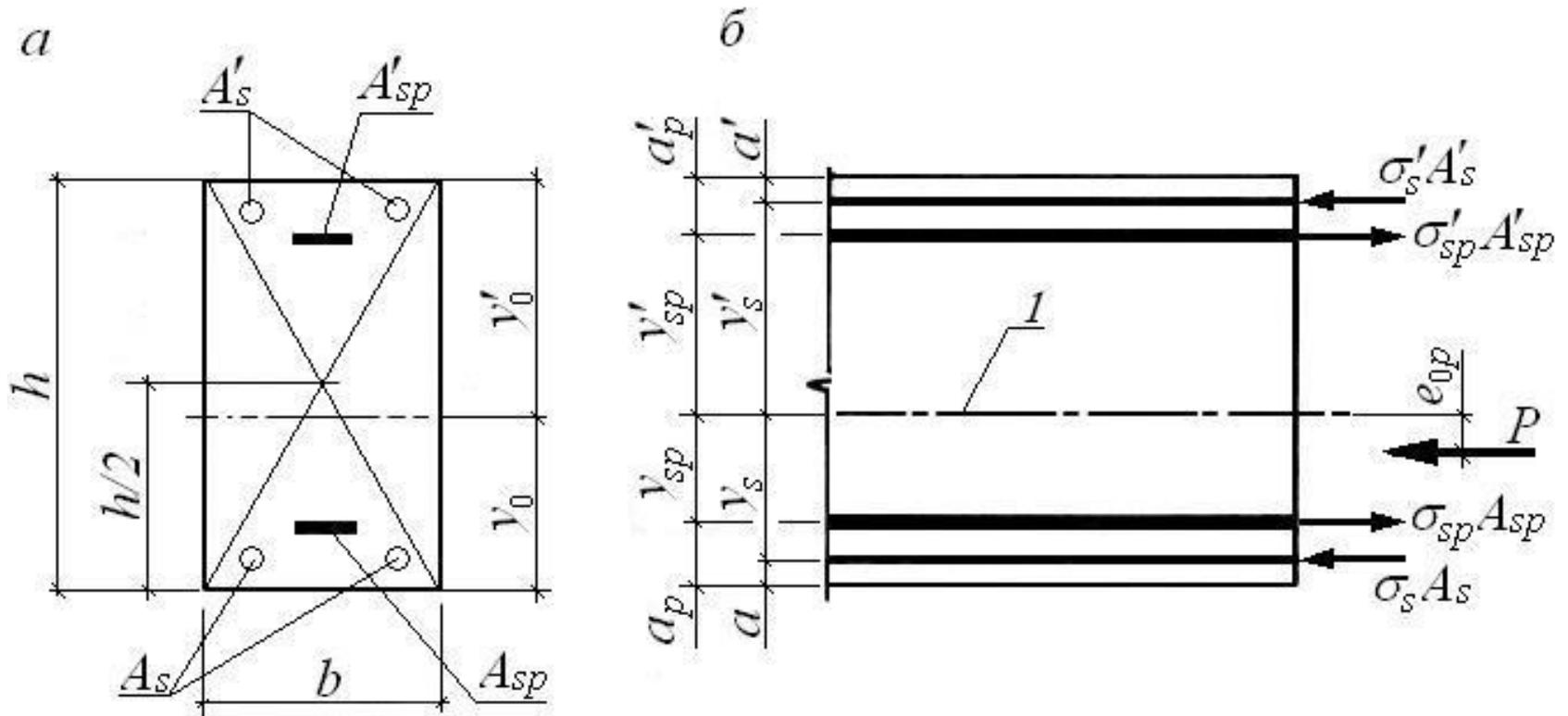
$$Y_u = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \text{ где}$$

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p) + \alpha A_s a + \alpha A'_s (h - a')$$

- статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей через его нижнюю грань.



5.4. Предварительные напряжения в бетоне

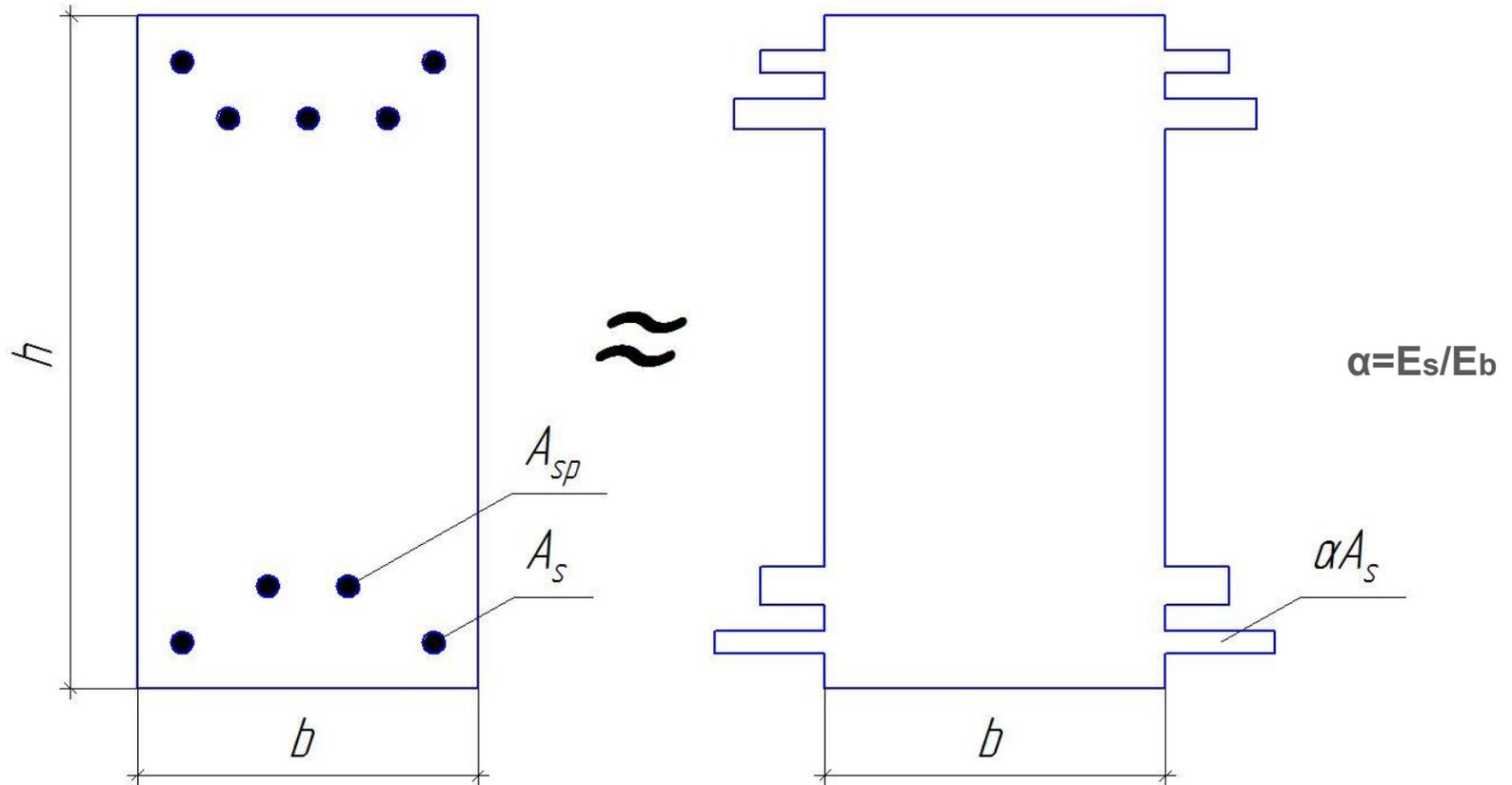


а - поперечное сечение; б – схема усилий в сечении при обжатии;
1- линия ЦТ приведенного сечения.



5.4. Предварительные напряжения в бетоне

Приведенное сечение



5.4. Предварительные напряжения в бетоне

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} \cdot Y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} \cdot (Y'_{sp})^2 + \alpha A_s Y_s^2 + \alpha A'_s (Y'_s)^2$$

Усилие обжатия элемента:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s$$

Эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести сечения:

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} Y_{sp} - \sigma_s A_s Y_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} Y'_{sp} + \sigma'_s A'_s Y'_s}{P}$$

Напряжение в бетоне на расстоянии Y_i от центра тяжести сечения, определяют как для внецентренно сжатого, упругого элемента:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot Y_i$$



5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

В сечениях, нормальных к продольной оси элементов, - изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых – при двузначной эпюре напряжений в стадии III характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние.

В расчетах прочности усилия, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элемента, определяют по расчетным сопротивлениям материалов.

При этом принимают следующие исходные положения:

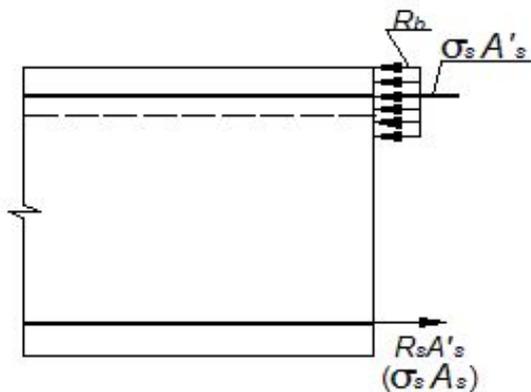
- 1) бетон растянутой зоны не работает;
- 2) бетон сжатой зоны испытывает напряжения, равные расчетному сопротивлению R_b .
Эпюра напряжений принимается прямоугольной;
- 3) продольная растянутая арматура испытывает напряжения, не превышающие расчетное сопротивление $\sigma_s \leq R_s$;
- 4) продольная арматура в сжатой зоне испытывает напряжение σ_{sc} .

В напрягаемой арматуре $\sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma_{sp}$, в арматуре без предварительного напряжения $\sigma_{sc} = R_{sc}$.

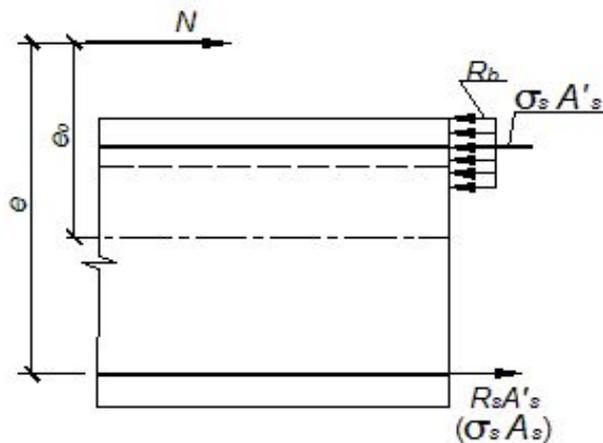


5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

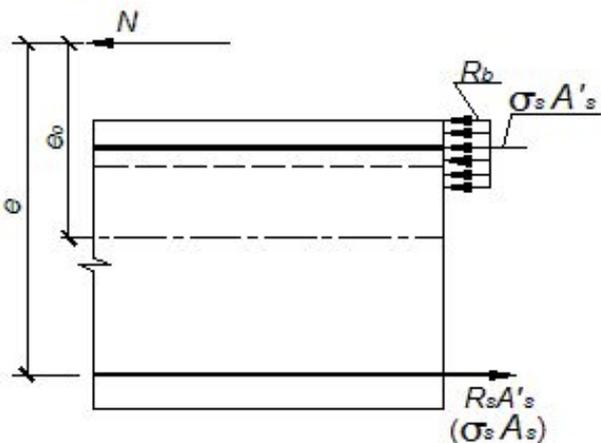
а)



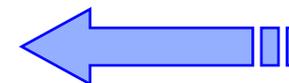
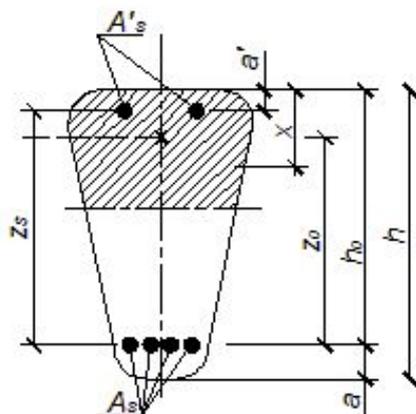
б)



в)



г)



К расчету прочности нормальных сечений любой симметричной формы

а – изгибаемых;

б – внецентренно сжатых;

в – внецентренно растянутых;

г – поперечное сечение.



5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

В общем случае условие прочности при любом из перечисленных внешних воздействий формулируется в виде требования о том, чтобы момент внешних сил не превосходил момента внутренних усилий:

$$M \leq R_b \cdot A_b \cdot z_b + \sigma_{sc} \cdot A'_s \cdot Z_s$$

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равновесия продольных усилий:

$$R_b A_b + \sigma_{sc} \cdot A'_s - (\sigma_s \cdot A_s) \pm N = 0$$

«-» - при внецентренном сжатии;

«+» - при внецентренном растяжении;

$N=0$ - при изгибе.

Напряжение в растянутой (менее сжатой) арматуре σ_s зависит от высоты сжатой зоны.

Расчет по прочности нормальных сечений производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона

$\xi = x/h_0$ и значением граничной относительной высоты сжатой зоны $\xi_R = \xi_R \cdot h_0$.



5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

В случае $\xi \leq \xi_R$ предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $\sigma_s = R_s$.

Если окажется $\xi > \xi_R$, то напряжение в этой арматуре может находиться в очень широком диапазоне $R_{sc} \leq \sigma_s < R_s$.

Значения напряжений σ_s , подставляемые вместо R_s в расчетные формулы, приведенные выше, определяют по линейной интерполяции в зависимости от высоты сжатой зоны χ в пределах от $\sigma_s = R_s$ при $\chi = \chi_R$ до $\sigma_s = -R_{sc}$ при $\chi = h_0$.

На основе анализа большого числа опытов установлена **зависимость для определения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R** :

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

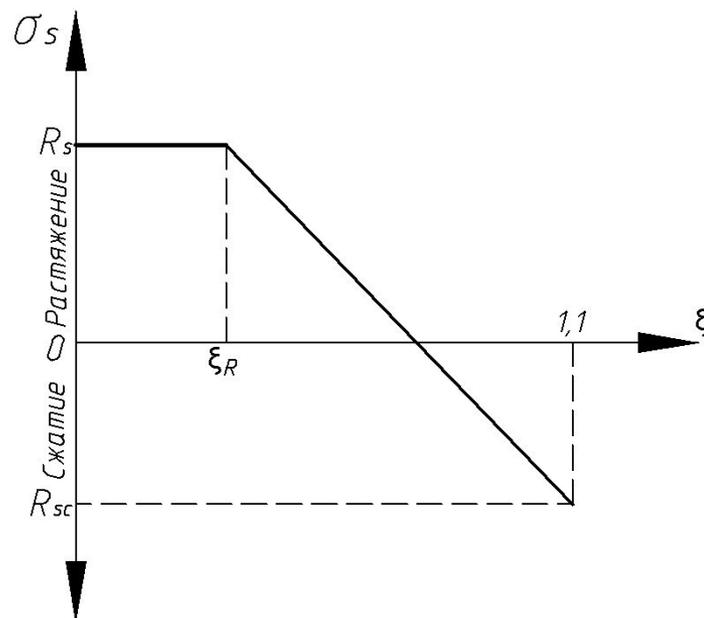
где $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s ;

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b .



5.5. Предпосылки к расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Граничная высота сжатой зоны

Расчет по прочности нормальных сечений производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона, определяемым из уравнения равновесия предельных усилий, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны.



Связь напряжений в растянутой (менее сжатой) арматуре с относительной высотой сжатой зоны

