ЦНИИПромзданий НИИЖБ

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

МОСКВА 1977

бузискрипт

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ (ЦНИИПромзданий)

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (НИИЖБ)

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1977

УДК 624.012.4:666.972.7

Рекомендовано к изданию решением секции несущих конструкций НТС ЦНИИПромзданий.

Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977, 288 с. (Центр. науч.-исслед. и проектно-эксперим. ин-т пром. зданий и сооружений ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона НИИЖБ Госстроя СССР).

Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона содержит положения главы СНиП II-21-75, относящиеся к проектированию этих конструкций, упрощенные методы расчета, а также примеры расчета отдельных сечений и элементов.

Руководство предназначено для инженеров-проектировщиков, а также студентов строительных вузов.
Табл. 43, ил. 70.

Р¼ $\frac{30213-652}{047(01)-77}$ Инструкт.-нормат., II вып. — 69—77 © Стройиздат, 1977

ЦНИИПромзданий
НИИЖБ

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Редакция инструктивно-нормативной литературы

Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *М. В. Рощина*
Мл. редакторы *С. А. Зудилина, Л. Н. Козлова*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректоры *Н. П. Чугунова, М. Ф. Казакова*

Сдано в набор 2/VIII 1977 г. Подписано к печати 24/XI 1977 г.
Формат 84×108 1/32 Бумага типографская № 2
15,12 усл. печ. л. (уч.-изд. 18,5 л.)
Тираж 30 000 экз. Изд. № XII—7286 , Зак. № 435 Цена 95 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, 25

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее руководство содержит положения по проектированию железобетонных предварительно-напряженных конструкций из тяжелого бетона, применяемых в промышленном и гражданском строительстве.

В руководстве приведены требования главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», относящиеся к проектированию указанных конструкций, и положения, детализирующие эти требования, а также дополнительные рекомендации по проектированию и приближенные способы расчета конструкций.

Положения, соответствующие требованиям главы СНиП II-21-75, отмечены вертикальной чертой на полях руководства. В скобках указаны соответствующие номера пунктов и таблиц главы СНиП II-21-75. При этом формулы, в которых коэффициенты при расчете элементов конструкций из тяжелого бетона имеют однозначную величину (в том числе величине, равной 1), приведены с заменой буквенных обозначений коэффициентов конкретной величиной.

Каждый раздел руководства сопровождается примерами расчета конструкций, охватывающими наиболее типичные случаи, встречающиеся в практике проектирования. Кроме того, в приложении 2 приведен комплексный пример расчета предварительно-напряженной конструкции.

Руководство может быть использовано при проектировании как предварительно-напряженных конструкций, так и конструкций без предварительного напряжения. Однако ряд положений по расчету и конструированию, касающихся конструкций или их частей, всегда выполняемых без предварительного напряжения, в руководстве не приведен (расчет и конструирование коротких консолей, расчет на продавливание и отрыв, расчет и конструирование закладных деталей, воспринимающих внешнюю нагрузку, и т. п.). Эти материалы приведены в «Руководстве по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)». Не приведены также некоторые материалы, связанные с проектированием монолитных конструкций, обычно выполняемых без предварительного напряжения.

В руководстве не приведены особенности проектирования статически неопределимых и сборно-монолитных конструкций, а также некоторых специальных сооружений (труб, силосов и др.), и в частности, не рассмотрены вопросы, связанные с определением усилий в в этих конструкциях. Эти вопросы освещаются в специальных руководствах.

Руководство разработано ЦНИИПромзданий Госстроя СССР (инженеры Б. Ф. Васильев, И. К. Никитин, Л. Л. Лемыш, А. Г. Королькова) и НИИЖБ Госстроя СССР (д-ра техн. наук А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Г. И. Бердичевский, кандидаты техн. наук Н. М. Мулин, Е. А. Чистяков, А. С. Залесов, Ю. П. Гуща, Л. К. Руллэ, А. В. Яшин, С. А. Мадатян, Л. Н. Зайцев) при участии НИЛ ФХ ММ и ТП Главмоспромстройматериалов (кандидаты техн. наук Э. Г. Ратц и С. Ю. Цейтлин), КТБ Мосоргстройматериалов (канд. техн. наук В. С. Щукин), Днепропетровского инженерно-строительного института Минвуза УССР (канд. техн. наук В. М. Баташев), ЦНИИЭПсельстрой (кандидаты техн. наук Ю. Ф. Бирулин, Э. Г. Елагин).

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M — изгибающий момент или момент внешних сил относительно центра тяжести приведенного сечения;
N — продольная сила;
Q — поперечная сила;
$M_к$ — крутящий момент;
$M_{кр}$, $M_{дл}$, $M_п$ — изгибающие моменты соответственно от кратковременных нагрузок, от постоянных и длительных нагрузок и от полной нагрузки, включающей постоянные, длительные и кратковременные нагрузки (при расчете по прочности вводятся с коэффициентом перегрузки $n>1$, а при расчете по раскрытию трещин и деформациям — с $n=1$).

Характеристики предварительно напряженного элемента

N_0 — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (9), с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;
N_{01} и N_{02} — то же, с учетом соответственно первых и всех потерь напряжений;

σ_0 и σ'_0 — предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре A и A' до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) либо в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или условных сил, определяемые согласно указаниям пп.1.21, 1.25 и 1.27 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента; σ_{01} и σ_{02} — напряжения σ_0 с учетом соответственно первых и всех потерь;

$\sigma_{б.п}$ — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые согласно пп. 1.28 и 1.29 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элементов;
$m_т$ — коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно указаниям п. 1.24.

Характеристики материалов

$R_{пр}$ и $R_{прII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй группы;
$R_р$ и $R_{рII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй группы;
R_0 — передаточная прочность бетона, назначенная в соответствии с указаниями п. 2.3;
$R^0_{пр}$, $R^0_{р\,II}$ и $R^0_{пр\,II}$ — расчетные сопротивления бетона соответственно $R_{пр}$, $R_{рII}$ и $R_{прII}$ при марке бетона, равной передаточной прочности R_0;
$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы:
а) продольной;

б) поперечной — при расчете сечений, *наклонных к продольной оси* элемента, на действие изгибающего момента;

$R_{а.х}$ — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы;

$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

$R_{аII}$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний второй группы;

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

$E_а$ — модуль упругости арматуры;

n — отношение соответствующих модулей упругости арматуры $E_а$ и бетона $E_б$.

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

A — обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — всей арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой), расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — то же, расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения;

A' — обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов — расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

$b_п$ и $b'_п$ — ширина полки таврового и двутаврового сечения соответственно в растянутой и сжатой зоне;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечения;

$h_п$ и $h'_п$ — высота полки таврового и двутаврового сечения соответственно в растянутой и сжатой зоне;

D — диаметр кольцевого или круглого сечения;

$F_н$ и $F'_н$ — площадь сечения напрягаемой части арматуры A и A';

$F_а$ и $F'_а$ — площадь сечения ненапрягаемой части арматуры A и A';

a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A до ближайшей грани;

a' — расстояние от равнодействующей предельных растягивающих усилий в арматуре A' до ближайшей грани;

$a'_а$ и $a'_н$ — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно площадью $F'_а$ и $F'_н$ до ближайшей грани;

h_0 — рабочая высота сечения, равная $h - a$;

x — высота сжатой зоны бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная x/h_0;

u — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_0 — эксцентрицитет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, равный M/N и определяемый в соответствии с указаниями п. 3.41;

$e_{0н}$ — эксцентрицитет усилия предварительного обжатия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.26;

$e_{0с}$ — эксцентрицитет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения;

e и e' — расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий соответственно в арматуре A и A';

$e_а$ и $e_{а.н}$ — расстояние соответственно от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0 до центра тяжести площади сечения арматуры A;

l — пролет элемента;

l_0 — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

r — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d — номинальный диаметр стержней арматурной стали;

$F_х$ — площадь сечения хомутов, расположенных в одной, нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$F_о$ — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута;

$f_а$ — площадь сечения одного стержня продольной арматуры;

μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры A к площади поперечного сечения элемента bh_0 без учета сжатых и растянутых полок;

F — площадь всего бетона в поперечном сечении;

$F_п$ — площадь приведенного сечения элемента, определяемая в соответствии с указаниями п. 1.28;

J — момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

$J_п$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.28.

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее руководство распространяется на проектирование предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона, предназначенных для работы в условиях систематического воздействия температур не выше 50°С и не ниже минус 70°С.

Тяжелый бетон — бетон плотной структуры на цементном вяжущем и плотных заполнителях, крупнозернистый, тяжелый по объемной массе, при любых условиях твердения.

Примечания: 1. Настоящее руководство не распространяется на проектирование железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов, а также конструкций, изготовляемых на напрягающем цементе.

2. В конструкциях, проектируемых в соответствии с настоящим руководством мелкозернистый бетон применяется только для заполнения швов в сборных конструкциях, для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в каналах, пазах и на поверхности конструкции, а также для защиты от коррозии стальных закладных деталей.

1.2(1.2). Проектирование железобетонных конструкций зданий и сооружений, предназначенных для работы в условиях агрессивной среды и повышенной влажности, должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых главой СНиП II-28-73 по защите строительных конструкций от коррозии.

1.3. Предварительное напряжение железобетонных конструкций применяется в целях:

снижения расхода стали путем использования арматуры высокой прочности;

увеличения сопротивления конструкций образованию трещин в бетоне и ограничения их раскрытия;

повышения жесткости и уменьшения деформаций конструкций;

обжатия стыков элементов сборных конструкций;

повышения выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющейся нагрузки;

уменьшения расхода бетона и снижения веса конструкций за счет применения бетона высоких марок.

1.4. Предварительное напряжение создается двумя основными способами:

натяжением арматуры на упоры формы или стенда;

натяжением арматуры на затвердевший бетон.

Натяжение арматуры на упоры производится механическим, электротермическим или электротермомеханическим способом. Натяжение арматуры на бетон производится только механическим способом.

При натяжении на упоры применяются стержневая арматура, высокопрочная проволока в виде пакетов и арматурные канаты. При натяжении на бетон применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты. Кроме того, проволока и арматурные канаты небольших диаметров могут натягиваться на упоры форм или бетон путем непрерывной намотки.

1.5(1.6). Элементы сборных предварительно-напряженных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, условия изготовления и транспортирования.

1.6(1.3). Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике. Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

Влажность воздуха окружающей среды определяется как средняя относительная влажность наружного воздуха наиболее жаркого месяца в зависимости от района строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике или как относительная влажность внутреннего воздуха помещений отапливаемых зданий и сооружений.

1.7(1.10). Численные значения приведенных в настоящем руководстве расчетных характеристик бетона и арматуры, предельно допустимых величин ширины раскрытия трещин и прогибов применяются только при проектировании; для оценки качества конструкций следует руководствоваться требованиями соответствующих государственных стандартов и нормативных документов.

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1.8(1.11). Предварительно-напряженные железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

а) Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкции от:

хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением, неблагоприятного влияния агрессивной среды, попеременного замораживания и оттаивания и т. п.);

усталостного разрушения (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки — подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, перекрытий под некоторые неуравновешенные машины и т. п.);

потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов; расчет на всплывание заглубленных или подземных резервуаров, насосных станций и т. п.);

б) Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать конструкции от:

образования трещин, а также их чрезмерного или длительного раскрытия (если по условиям эксплуатации образование или длительное раскрытие трещин недопустимо);

чрезмерных перемещений (прогибов, углов поворота, углов перекоса и колебаний).

Примечание. Расчет на устойчивость формы конструкции и ее положения выполняется по соответствующим руководствам или литературным источникам.

1.9(1.12). Расчет элементов по предельным состояниям должен, как правило, производиться для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. Расчет элементов на выносливость производится для стадии эксплуатации.

Расчет по раскрытию трещин и по деформациям допускается не производить, если на основании опытной проверки или практики применения железобетонных конструкций установлено, что величина раскрытия в них трещин на всех стадиях, перечисленных в настоящем пункте, не превышает предельно допустимых величин и жесткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна.

1.10(1.13). Величины нагрузок и воздействий, значения коэффициентов перегрузок, коэффициентов сочетаний, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные — длительные, кратковременные, особые — должны приниматься в соответствии с требованиями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Нагрузки, учитываемые при расчете по предельным состояниям второй группы, должны приниматься согласно указаниям табл. 2.

При этом к длительным нагрузкам следует относить часть полной величины кратковременных нагрузок, оговоренных в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям, а вводимая в расчет кратковременная нагрузка принимается уменьшенной на величину, учтенную в длительной нагрузке (например, если снеговая нагрузка составляет: $p = p_0 c = 100 \cdot 1{,}4 = 140$ кгс/см^2, то снеговая длительная нагрузка будет равна: $p_{дл} = (100—70)\ 1{,}4 = 42$ кгс/м^2, а снеговая кратковременная нагрузка — $p_{кр} = 140—42 = 98$ кгс/см^2).

Коэффициенты сочетаний и другие коэффициенты снижения нагрузок относятся к полной величине кратковременных нагрузок.

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, при расчете должны учитываться температурные климатические воздействия.

1.11(1.14). При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от собственного веса элемента следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности, равным: при транспортировании — 1,8; при подъеме и монтаже — 1,5.

В этом случае коэффициент перегрузки к нагрузке от собственного веса элемента не вводится.

Для указанных выше коэффициентов динамичности допускается принимать более низкие значения, если это подтверждено опытом применения конструкций, но не ниже 1,25.

1.12(1.17). К трещиностойкости конструкций или их частей предъявляются требования соответствующих категорий в зависимости от условий, в которых работает конструкция, и от вида применяемой арматуры:

а) 1-я категория — не допускается образование трещин;

б) 2-я категория — допускается ограниченное по ширине кратковременное раскрытие трещин при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия);

в) 3-я категория — допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин.

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций в зависимости от условий их работы и вида арматуры, а также величины предельно допустимой ширины раскрытия трещин для элементов, эксплуатируемых в условиях неагрессивной среды, приведены в табл. 1.

Нагрузки, учитываемые при расчете железобетонных конструкций по образованию трещин, их раскрытию или закрытию, должны приниматься согласно табл. 2.

Если в конструкциях или их частях, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категорий, трещины не образуются при соответствующих нагрузках, указанных в табл. 2, их расчет по кратковременному раскрытию и по закрытию трещин (для 2-й категории) или по кратковременному и длительному раскрытию трещин (для 3-й категории) не производится.

Указанные выше категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций относятся к нормальным и наклонным к продольной оси элемента трещинам.

Категории требований к трещиностойкости различных зон по высоте сечения элемента устанавливаются:

а) если рассматриваются нормальные трещины — по виду и классу продольной арматуры рассматриваемой зоны;

б) если рассматриваются наклонные трещины — по виду и классу поперечной и отогнутой арматуры, а при расположении продольной арматуры в стенке двутаврового и таврового сечения — также по виду и классу этой продольной арматуры.

Во избежание раскрытия продольных трещин должны приниматься конструктивные меры (установка соответствующей поперечной арматуры) и, кроме того, величины сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия должны быть ограничены (см. п. I.29).

Примечание. Под кратковременным раскрытием трещин понимается их раскрытие при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а под длительным раскрытием — только постоянных и длительных нагрузок.

1.13(1.18). На концевых участках предварительно-напряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений (см. п. 2.26) не допускается образование трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки $n=1$.

Указанное выше требование допускается не учитывать для части сечения, расположенной по его высоте от уровня центра тяжести приведенного сечения до растянутой от действия усилия предварительного обжатия грани, если в этой части сечения отсутствует напрягаемая арматура без анкеров, а длина зоны передачи напряжений не превышает $2h_0$ (где h_0 определяется по сечению у грани опоры). При этом следует выполнять указания п. 5.49.

Таблица 1(1а)

Условия работы конструкций, эксплуатируемых в неагрессивной среде.		Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин $a_{т.кр}$ и $a_{т.дл}$ при арматуре			
		стержневой классов A-I, A-II и A-III	стержневой классов A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V и Атп-V; проволочной классов B-I и Bp-I	стержневой класса Ат-VI; проволочной классов B-II, Bp-II и K-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	проволочной классов B-II и Bp-II при диаметре проволоки 3 мм, класса K-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее
1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей, газов, а также эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод	а) при полностью растянутом сечении	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}2$ мм $a_{т.дл}=0{,}1$ мм	1-я категория	1-я категория	1-я категория
	б) при частично сжатом сечении	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}3$ мм; $a_{т.дл}=0{,}2$ мм	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}3$ мм; $a_{т.дл}=0{,}2$ мм	2-я категория; $a_{т.кр}=0{,}1$ мм	1-я категория
2. Элементы хранилищ сыпучих тел, непосредственно воспринимающие их давление		3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}3$ мм; $a_{т.дл}=0{,}2$ мм	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}3$ мм; $a_{т.дл}=0{,}2$ мм	2-я категория; $a_{т.кр}=0{,}1$ мм	2-я категория $a_{т.кр}=0{,}05$ мм

Продолжение табл. 1

Условия работы конструкций, эксплуатируемых в неагрессивной среде		Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин $a_{т.кр}$ и $a_{т.дл}$ при арматуре			
		стержневой классов A-I, A-II, A-III	стержневой классов A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V и Атп-V; проволочной классов B-I и Bp-I	стержневой класса Ат-VI; проволочной классов B-II, Bp-II, и K-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	проволочной классов B-II и Bp-II при диаметре проволоки 3 мм, класса K-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее
3. Прочие элементы, эксплуатируемые	а) на открытом воздухе, а также в грунте выше уровня грунтовых вод	3-я категория $a_{т.кр}=0{,}4$ мм; $a_{т.дл}=0{,}3$ мм	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}4$ мм; $a_{т.дл}=0{,}3$ мм	2-я категория; $a_{т.кр}=0{,}015$ мм	2-я категория $a_{т.кр}=0{,}05$ мм
	б) в закрытом помещении	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}4$ мм; $a_{т.дл}=0{,}3$ мм	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}4$ мм; $a_{т.дл}=0{,}3$ мм	3-я категория; $a_{т.кр}=0{,}15$ мм; $a_{т.дл}=0{,}1$ мм	2-я категория $a_{т.кр}=0{,}15$ мм

Примечания. 1. Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается равной соответствующим значениям ширины длительного раскрытия трещин ($a_{т.дл}$).

2. При использовании канатов класса К-7 диаметр проволоки принимается равным одной трети диаметра каната.

Таблица 2 (16)

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки, коэффициенты перегрузки n и коэффициенты точности натяжения $m_т$, принимаемые при расчете по предельным состояниям второй группы				
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин	по деформациям
		кратковременному	длительному		
1-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $n>1$*, $m_т=1$**	—	—	—	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки — когда прогибы ограничены технологическими и конструктивными требованиями (см. п. 1.17); постоянные и длительные нагрузки — когда прогибы ограничены эстетическими требованиями; $n=1$; $m_т=1$.
2-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $n>1$*, $m_т<1$** — когда расчет производится для выяснения необходимости проверки по кратковременному раскрытию трещин и по их закрытию;	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $n=1$, $m_т=1$	—	Постоянные и длительные нагрузки при $n=1$, $m_т<1$ — когда проверяется условие (244);	
	$n=1$, $m_т=1$ — когда расчет производится для выяснения случая расчета по деформации			Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $n=1$, $m_т=1$ — когда проверяется условие (248).	

Продолжение табл. 2

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки, коэффициенты перегрузки n и коэффициенты точности натяжения $m_т$, принимаемые при расчете по предельным состояниям второй группы				
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин	по деформации
		кратковременному	длительному		
3—я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $n=1$, $m_т=1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин и для выяснения случая расчета по деформациям)	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $n=1$, $m_т=1$	Постоянные и длительные нагрузки; $n=1$, $m_т=1$.	—	—

* Коэффициент перегрузки n принимается, как при расчете по прочности.

** При проверке зоны, растянутой от усилия обжатия, $m_т>1$.

Примечания: 1. Длительные кратковременные нагрузки принимаются с учетом указаний п. 1.10.

2. Особые нагрузки учитываются в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда наличие трещин приводит к катастрофическому положению (взрыв, пожар и т. п.).

3. Коэффициент точности натяжения $m_т$ определяется согласно п. 1.24.

4. При действии многократно повторяющихся нагрузок принимаются те же коэффициенты перегрузки, что и при расчете на выносливость согласно главе СНиП по нагрузкам и воздействиям (т. е. для всех элементов, кроме подкрановых балок,

1.14(1.19). В случае, если сжатая при эксплуатационных нагрузках зона предварительно-напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и возведения от образования трещин, нормальных к продольной оси, следует учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элементов, а также увеличение их кривизны. Для элементов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, образование таких трещин не допускается.

1.15(1.20). Для железобетонных слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%.

Такое увеличение армирования следует производить при выполнении условий

$$M_{т} \geqslant M_{пр}\ ;\quad \xi < \xi_{R}\ ,$$

где $M_{т}$ — момент трещинообразования, определяемый согласно п. 4.5 с заменой значения R_{pII} на 1,2 R_{pII} и при $m_{т}=1$;

$M_{пр}$ — момент, соответствующий исчерпанию несущей способности, определяемый согласно пп. 3.1—3.18, 3.41—3.59; для внецентренно сжатых и растянутых элементов значения $M_{пр}$ определяются относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны (см. п. 4.5);

ξ и ξ_{R} — относительная высота сжатой зоны и ее граничное значение, определяемые при расчете по прочности.

1.16(1.31). Для предварительно-напряженных конструкций, в которых предусматривается регулирование величины напряжения обжатия бетона в процессе их эксплуатации (например, в реакторах, резервуарах, телевизионных башнях), напрягаемая арматура применяется без сцепления с бетоном; при этом необходимо предусматривать эффективные мероприятия по защите арматуры от коррозии. К трещиностойкости предварительно-напряженных конструкций без сцепления арматуры с бетоном должны предъявляться требования 1-й категории.

1.17(1.21). Прогибы элементов железобетонных конструкций не должны превышать предельно допустимых величин, устанавливаемых с учетом следующих требований:

а) технологических (условия нормальной работы кранов, технологических установок, машин и т. п.);

б) конструктивных (влияние соседних элементов, ограничивающих деформации; необходимость выдерживания заданных уклонов и т. п.);

в) эстетических (впечатление людей о пригодности конструкции).

Величины предельно допустимых прогибов, обусловленные технологическими и конструктивными требованиями, приведены в табл. 3, поз. 1 и 5, а обусловленные эстетическими требованиями — в табл. 3, поз. 2—4.

Нагрузки, учитываемые при определении прогибов должны приниматься согласно табл. 2.

Таблица 3(2)

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах:	
а) ручных	$\frac{l}{500}$
б) электрических	$\frac{l}{600}$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в поз. 4) при пролетах	
а) $l<6$ м	$\frac{l}{200}$
б) 6 м$\leqslant l\leqslant$7,5 м	3 см
в) $l>7{,}5$ м	$\frac{l}{250}$
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах:	
а) $l<5$ м	$\frac{l}{200}$
б) 5 м$\leqslant l\leqslant$10 м	2,5 см
в) $l>10$ м	$\frac{l}{400}$
4. Элементы покрытия зданий сельскохозяйственного производственного назначения при пролетах:	
а) $l<6$ м	$\frac{l}{150}$
б) 6 м$\leqslant l\leqslant$10 м	4 см
в) $l>10$ м	$\frac{l}{250}$
5. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах:	
а) $l<6$ м	$\frac{l}{200}$
б) 6 м$\leqslant l\leqslant$7,5 м	3 см
в) $l>7{,}5$ м	$\frac{l}{250}$

В табл. 3: l — пролет балок или плит; для консолей принимают $l=2l_1$, где l_1 — вылет консоли.

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, при определении перемещений необходимо учитывать температурные климатические воздействия.

Для железобетонных элементов, выполняемых со строительным подъемом, значения предельно допустимых прогибов могут быть увеличены на высоту строительного подъема, если это не ограничивается технологическими или конструктивными требованиями.

Величины предельно допустимых прогибов для других случаев, не предусмотренных табл. 3, устанавливаются по специальным требованиям, но при этом они не должны превышать $^1/_{150}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли.

Если в нижележащем помещении с гладким потолком имеются расположенные поперек пролета элемента l постоянные перегородки, не являющиеся опорами, с расстоянием между ними l_n, то прогиб элемента в пределах расстояния l_n (отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок) может быть допущен до $^1/_{200}$ l_n, однако при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $^1/_{150}$ l.

1.18(1.21). Для не связанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п. должна производиться дополнительная проверка по зыбкости: добавочный прогиб от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 100 кгс при наиболее невыгодной схеме ее приложения должен быть не более 0,7 мм.

1.19. При расчете перекрытия по предельным состояниям второй группы вес расположенных на нем перегородок учитывается следующим образом:

а) нагрузка от веса жестких перегородок (например, железобетонных сборных, выполняемых из горизонтальных элементов, железобетонных и бетонных монолитных, каменных и т. п.) принимается сосредоточенной по концам перегородки, а при наличии проемов — и у краев проемов;

б) для прочих перегородок 60% их веса принимается распределенным по длине перегородки (на участках между проемами), а 40% сосредоточенным по концам перегородки и у краев проемов).

1.20. Распределение местной нагрузки между элементами сборных перекрытий, выполняемых из многопустотных или сплошных плит при условии обеспечения качественной заливки швов между плитами, допускается производить с учетом следующих правил:

а) при расчете по всем предельным состояниям принимается следующее распределение нагрузки от веса перегородок, расположенных вдоль пролета одинаковых по сечению плит:

если перегородка расположена в пределах одной плиты, то на эту плиту передается 50% веса перегородки, а по 25% ее веса передаются на две смежные плиты;

если перегородка опирается на две соседние плиты, то вес перегородки распределяется поровну между ними;

б) при расчете по предельным состояниям второй группы местные сосредоточенные нагрузки, расположенные в пределах средней трети пролета плиты, распределяются на ширину, не превышающую длины этого пролета, при расчете по предельным состояниям первой группы такое распределение сосредоточенных нагрузок может быть допущено лишь при условии соединения шпонками смежных плит по длине.

1.21(1.24). Величину предварительного напряжения σ_0 (а также σ_0') соответственно в напрягаемой арматуре A и A' без учета потерь следует назначать таким образом, чтобы выполнялись условия:

при механическом способе натяжения:

а) для стержневой арматуры

$$0{,}32\,R_{a\,II} \leqslant \sigma_0 \leqslant 0{,}95\,R_{a\,II}\,; \qquad (1)$$

б) для проволочной арматуры

$$0{,}21\,R_{a\,II} \leqslant \sigma_0 \leqslant 0{,}76\,R_{a\,II}\,; \qquad (2)$$

при электротермическом способе натяжения:

а) для стержневой арматуры

$$0{,}3\,R_{a\,II} + p \leqslant \sigma_0 \leqslant R_{a\,II} - p; \qquad (3)$$

б) для проволочной арматуры

$$0{,}2\,R_{a\,II} + p \leqslant \sigma_0 \leqslant 0{,}8\,R_{a\,II} - p, \qquad (4)$$

где p — допустимые отклонения предварительного напряжения, кгс/см², при электротермическом способе натяжения, равные:

$$p = 300 + \frac{3600}{l}, \qquad (5)$$

l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м. Кроме того, при электротермическом способе натяжения величину σ_0 (σ_0') следует назначать с учетом допустимых температур нагрева согласно «Руководству по технологии изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций»; при этом в случае отсутствия данных о технологии изготовления конструкций величина σ_0 принимается не более 7 000 кгс/см².

При наличии перегибов проволочной арматуры напряжения σ_0 не должны превышать 0,7 R_{aII}.

1.22(1.26). При расчете предварительно-напряженных элементов следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры.

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

а) первые потери — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации форм (при неодновременном натяжении арматуры на формы), быстронатекающей ползучести бетона;

б) вторые потери — от усадки и ползучести бетона.

Потери от температурного перепада следует учитывать при натяжении арматуры на неподвижные упоры, расстояние между которыми не меняется в процессе прогрева бетона (упоры стенда).

При натяжении арматуры на бетон учитывают:

в) первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона конструкции;

г) вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков).

Потери предварительного напряжения арматуры должны определяться по табл. 4, при этом суммарную величину потерь при проектировании конструкций следует принимать не менее 1000 кгс/см².

1.23(1.27). При определении потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по поз. 8 и 9 табл. 4 должны учитываться следующие указания:

а) если заранее известен срок загружения конструкции (например, при контрольных заводских испытаниях), потери от усадки и ползучести бетона умножаются на коэффициент β, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{4t}{100 + 3t}, \qquad (6)$$

но принимаемый не более единицы; здесь t — время в сутках отсчитываемое: при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, потерь от усадки — со дня окончания бетонирования.

При проектировании стропильных балок и ферм, ригелей перекрытия массового заводского изготовления допускается потери от усадки и ползучести умножать на коэффициент β при t=65 сут.;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40%, потери от усадки и ползучести бетона должны быть увеличены на 25%, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50%;

в) допускается использовать более точные методы для определения величин потерь от усадки и ползучести бетона, обоснованные в установленном порядке, если известны сорт цемента, состав бетона, условия изготовления и эксплуатации конструкций и т. п.

1.24(1.28). Величина предварительного напряжения в арматуре $\sigma_0(\sigma')$ вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры

$$m_т = 1 \pm \Delta m_т. \qquad (7)$$

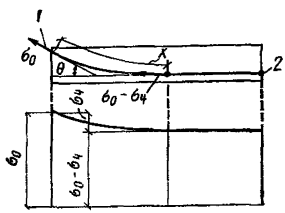


Рис. 1. Схема изменения напряжений в арматуре при наличии трения арматуры о стенки каналов, о поверхность бетона или об огибающие приспособления

1 — натяжное устройство; *2* — анкер; σ_4 — потери напряжений от трения

Знак «плюс» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т. е. на данной стадии работы конструкции или на рассматриваемом участке элемента предварительное напряжение снижает несущую способность, способствует образованию трещин и т. д.), знак «минус» — при благоприятном.

Таблица 4(4)

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Условное обозначение	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
		А. Первые потери	
1. Релаксация напряжений арматуры: при механическом способе натяжения:	σ_1		
а) проволочной арматуры		$\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_{a\,II}}-0{,}1\right)\sigma_0$	—
б) стержневой арматуры		$0{,}1\,\sigma_0-200$	—
при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:			
а) проволочной арматуры		$0{,}05\,\sigma_0$	—
б) стержневой арматуры		$0{,}03\,\sigma_0$.	—
		Здесь σ_0 принимается без учета потерь, кгс/см². Для арматуры классов А-III и А-IIIв потери от релаксации равны нулю. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю	
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона)	σ_2	$12{,}5\,\Delta t$, где Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения, °С. Расчетная величина Δt при отсутствии точных данных принимается равной 65°С.	—
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств	σ_3	$\frac{\lambda}{l}E_a$, где λ — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок, принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле $\lambda=1{,}25+0{,}15\,d$, где d — диаметр стержня в мм; деформация анкеров в виде гаек, равная $\lambda=1$ мм; l — длина натягиваемого стержня, мм (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда). При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры.	$\frac{\lambda_1+\lambda_2}{l}E_a$, где λ_1 — обжатие шайбы или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм; λ_2 — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемая равной 1 мм; l — длина натягиваемого стержня, мм (длина элемента). Величины λ, λ_1 и λ_2 допускается определять в соответствии с «Руководством по технологии изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций» или другими инструктивными материалами либо назначать по данным испытаний конкретных анкеров
4. Трение арматуры о стенки каналов, поверхность бетона конструкций или об огибающие приспособления (при натяжении на упоры)	σ_4	$\sigma_0\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$, где σ_0 — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов;	

Продолжение табл. 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Условное обозначение	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см² при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
		k и μ — коэффициенты, определяемые по табл. 5; x — длина участка арматуры от натяжного устройства до расчетного сечения, м; для линейных элементов допускается принимать величину x, равной проекции указанного участка арматуры на продольную ось элемента; θ — угол поворота арматуры на участке между расчетным сечением и натяжным устройством, рад (рис. 1), при нескольких перегибах арматуры; θ — сумма этих углов. Значение $\left(1-\frac{1}{e^{k x+\mu \theta}}\right)$ можно определить по табл. 6 в зависимости от $(k x+\mu \theta)$.	
5. Деформации стальной формы при неодновременном натяжении арматуры на форму	σ_5	$k\frac{\Delta l}{l} E_a$, где k — коэффициент, определяемый по формулам: при натяжении арматуры домкратом $k=\frac{t-1}{2t}$; при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50% усилия создается грузом) $k=\frac{t-1}{4t}$; Δl — сближение упоров по линии действия усилия N_0, определяемое из расчета деформаций формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; t — число групп стержней, натягиваемых неодновременно. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери предварительного напряжения от деформации форм принимаются равными 300 кгс/см². При электротермическом способе натяжения потери от деформаций формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры	—
6. Быстронатекающая ползучесть: а) для бетона, подвергнутого тепловой обработке	σ_6	$425\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}\leqslant a$, $425a+850b\left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}-a\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}>a$, где a и b — коэффициенты, принимаемые равными для бетона проектной марки: М300 и выше $a=0{,}6$; $b=1{,}5$, М250 $a=0{,}55$; $b=2{,}25$, М200 $a=0{,}5$; $b=3$;	—

Продолжение табл. 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Условное обозначение	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
б) для бетона естественного твердения		$\sigma_{б.н}$ — определяются на уровне центров тяжести продольной арматуры A и A' с учетом потерь по поз. 1—5 настоящей таблицы. При растягивающих напряжениях $\sigma_{б.н}$ потери σ_6 принимаются равными нулю. Потери вычисляются по формулам поз. 6,*а* настоящей таблицы с делением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.	
7. Релаксация напряжений арматуры:	σ_7	Б. Вторые потери	
а) проволочной		—	$\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_{a\,II}} - 0{,}1\right)\sigma_0$
б) стержневой		—	0,1 σ_0—200 (см. пояснения к поз. 1 настоящей таблицы)

8. Усадка бетона (см. п. 1.23) проектной марки:	σ_8	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
а) М 400 и ниже		400	350	300
б) М 500		500	400	350
в) М 600 и выше		600	500	400

9. Ползучесть бетона (см. п. 1.23): а) подвергнутого тепловой обработке; б) естественного твердения	σ_9	1700 $\sigma_{б.н}/R_0$ при $\sigma_{б.н}/R_0 \leqslant 0{,}6$, 3400 ($\sigma_{б.н}/R_0 - 0{,}3$) при $\sigma_{б.н}/R_0 > 0{,}6$, где $\sigma_{б\,н}$ — см. поз. 6 настоящей таблицы; при растягивающих напряжениях $\sigma_{б.н}$ потери σ_9 принимаются равными нулю. Потери вычисляются по формулам поз. 9,а настоящей таблицы с делением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.	
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м)	σ_{10}	—	300
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	σ_{11}	—	$\frac{n_ш \lambda}{l} E_a$, где $n_ш$ — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; λ — обжатие стыка, принимаемое равным: для стыков, заполненных бетоном—0,3 мм; при стыковании насухо— 0,5 мм; l — длина натягиваемой арматуры в мм.

Примечание. Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре A' определяются так же, как и в арматуре A.

Таблица 5(5)

Условия натяжения	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз. 4, табл. 4)		
	k	μ при арматуре в виде	
		проволоки, канатов	стержней периодического профиля
1. Натяжение на упоры	0	0,25	0,25
2. Натяжение на бетон:			
а) при канале с металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
б) при канале с бетонной поверхностью, образованном жестким каналообразователем, или при бетонной поверхности	0	0,55	0,65
в) при канале с бетонной поверхностью, образованном гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65

Таблица 6

$kx+\mu\theta$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
$1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}$	0	0,049	0,095	0,139	0,181	0,221	0,259	0,295	0,33	0,362	0,393

$kx+\mu\theta$	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1,05
$1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}$	0,423	0,451	0,478	0,503	0,528	0,551	0,573	0,593	0,613	0,632	0,65

Значение $\Delta m_т$ при механическом способе натяжения арматуры принимается равным 0,1, а при электротермическом способе натяжения определяется по формуле

$$\Delta m_т = 0{,}5\,\frac{p}{\sigma_0}\left(1+\frac{1}{\sqrt{n_c}}\right), \qquad (8)$$

но принимается не менее 0,1; здесь p и σ_0 — см. п. 1.21; n_c — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры значения $\Delta m_т$ допускается принимать равными нулю.

При расчете по предельным состояниям второй группы значения $m_т$ принимаются согласно табл. 2.

1.25(1.29). Предварительные напряжения арматуры $\sigma_0(\sigma_0')$ принимаются:

а) в стадии изготовления (с учетом подъема и складирования) с учетом первых потерь;

б) в стадии транспортирования, возведения и эксплуатации с учетом первых и вторых потерь.

Величины предварительных сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_a (σ'_a) принимаются численно равными:

а) в стадии изготовления — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести по поз. 6 табл. 4;

б) в стадии транспортирования, возведения и эксплуатации — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона по поз. 6,8 и 9 табл. 4.

Для ненапрягаемой арматуры A', расположенной в растянутой при обжатии зоне, напряжение σ'_a принимается равным нулю.

1.26(1.29). Усилие предварительного обжатия N_0 и эксцентриситет его приложения $e_{0н}$ относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 2) определяются по формулам:

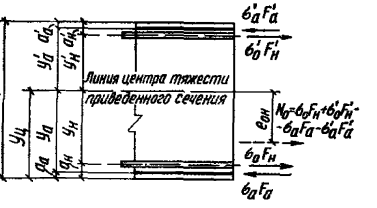


Рис. 2. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma'_0 F'_н - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a, \qquad (9)$$

$$e_{0\,н} = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_a F'_a y'_a - \sigma'_0 F'_н y'_н - \sigma_a F_a y_a}{N_0}, \qquad (10)$$

где σ_a и σ'_a — напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре A и A', вызванные усадкой и ползучестью бетона, определяемые согласно п. 1.25;

$y_н$, $y'_н$, y_a и y'_a — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре A и A' (см. рис. 2).

При криволинейной напрягаемой арматуре величины σ_0 и σ'_0 умножаются соответственно на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' — углы наклона оси арматуры к продольной оси элемента (для рассматриваемого сечения).

1.27. Для элементов с напрягаемой арматурой без анкеров на длине зоны передачи напряжений $l_{п\,н}$ значения $\sigma_0(\sigma'_0)$ снижаются путем умножения их на отношение $l_x/l_{п.н}$, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжения до рассматриваемого сечения.

Значение $l_{п.н}$ при этом определяют согласно указаниям п. 2.26, принимая $\sigma_{п.н}$ равным напряжению σ_0 с учетом первых потерь по поз. 1—5 табл. 4.

Если площадь сечения всей ненапрягаемой арматуры составляет менее 15% площади сечения всей напрягаемой арматуры, усилие N_0 в сечении на длине $l_{п.н}$ допускается снижать путем непосредственного умножения его на отношение $l_x/l_{п\,н}$.

1.28(1.29). Напряжения в бетоне $\sigma_б(\sigma_{б.н})$ в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, определяются как для упругих материалов по приведенному сечению. При этом усилие предварительного обжатия рассматривается как внешняя сила. Для изгибаемых элементов значение $\sigma_б(\sigma_{б.н})$ определяется по формуле

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_п} \pm \frac{N_0 e_{0н} y_0}{I_п} \pm \frac{M y_0}{I_п}, \qquad (11)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна;
M — изгибающий момент в рассматриваемой стадии работы элемента.

В формуле (11) сжимающие напряжения учитываются со знаком плюс, а растягивающие — со знаком минус.

Приведенное сечение включает в себя сечение бетона с учетом ослабления его пазами, каналами и т. п., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение n соответствующих модулей упругости арматуры и бетона; если части бетонного сечения выполнены из бетона разных проектных марок, их приводят к одной марке исходя из отношения модулей упругости $n_{бi} = E_{бi}/E_б$.

Геометрические характеристики приведенного сечения при бетоне одной марки определяются по формулам:
площадь приведенного сечения

$$F_п = F + n F_а + n F'_а + n F_н + n F'_н; \qquad (12)$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани

$$y_ц = \frac{S_п}{F_п}, \qquad (13)$$

где $S_п$ — статический момент приведенного сечения, относительно растянутой грани,

$$S_п = S + n F_а a_а + n F'_а (h - a'_а) + n F_н a_н + n F'_н (h - a'_н); \qquad (14)$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_п = I + n F_а y_а^2 + n F'_а y'^2_а + n F_н y_н^2 + n F'_н y'^2_н. \qquad (15)$$

Обозначения к формулам (14)—(15)—см. рис. 2.

Допускается не уменьшать площадь сечения бетона за счет сечения арматуры, если общая площадь сечения арматуры составляет не более 0,03 F. Кроме того, допускается не учитывать площадь сечения всей арматуры, если она составляет менее 0,008 F.

1.29(1.30). Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия $\sigma_{б.н}$ не должны превышать величин (в долях от передаточной прочности бетона R_0), указанных в табл. 7.

Таблица 7(6)

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона $\sigma_{б.н}/R_{б}$, не более			
		при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
		минус 40 и выше		ниже минус 40	
		при обжатии			
		центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
1. Напряжение $\sigma_{б.н}$ уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,75*	0,55	0,65
	На бетон	0,55	0,65	0,45	0,55
2. Напряжение $\sigma_{б.н}$ увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,50	0,55	0,40	0,45
	На бетон	0,45	0,50	0,35	0,40

* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и дополнительной поперечной арматуры, охватывающей все продольные стержни (см. п. 5.47) при $f_x/2au \geqslant 0{,}5\%$ (где f_x и u — площадь сечения и шаг огибающего хомута), на длине не менее длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (см. п. 2.26) и не менее $2h$ допускается принимать значение $\sigma_{б.н}/R_0 = 0{,}8$.

Примечания: 1. Величины $\sigma_{б.н}/R_0$, указанные в табл. 7, для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 40°С следует принимать на 0,05 меньше.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.6.

Величины $\sigma_{б.н}$ определяются на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом потерь предварительного напряжения по поз. 1—5 табл. 4 и при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_т$, равном единице.

1.30(1.25). Величины напряжений $\sigma_к$ и $\sigma'_к$ в напрягаемой арматуре A и A', контролируемые по окончании натяжения на упоры, принимаются равными величинам σ_0 и σ'_0 (п. 1.21) за вычетом потерь по поз. 3 и 4 табл. 4.

1.31(1.25). Величины напряжений в напрягаемой арматуре A и A', контролируемые в месте приложения натяжного усилия при натяжении арматуры на затвердевший бетон, принимаются равными

соответственно $\sigma_н$ и $\sigma'_н$, определяемым из условия обеспечения в расчетном сечении напряжений σ_0 и σ'_0 по формулам:

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\,\sigma_б; \tag{16}$$

$$\sigma'_н = \sigma'_0 - n\,\sigma'_б, \tag{17}$$

где $\sigma_б$ и $\sigma'_б$ — напряжения в бетоне на уровне арматуры A и A' от действия усилия обжатия N_0, определенного с учетом первых потерь напряжений (см. п. 1.28);

σ_0 и σ'_0 — принимаются без учета потерь.

При применении в элементе нескольких пучков или стержней арматуры, натягиваемых на бетон неодновременно, контролируемые напряжения в каждом из них рекомендуется определять с учетом влияния упругого обжатия бетона, вызванного усилиями пучков или стержней, натягиваемых позднее.

Контролируемые напряжения в группе арматуры k определяются в этом случае по формуле

$$\sigma_{н.\,k} = \sigma_н \pm n \sum_{i=1}^{t} \sigma_{б.\,k\,i}, \tag{18}$$

где $\sigma_{б.ki}$ — среднее по длине арматуры рассматриваемой группы k напряжение в бетоне на уровне ее центра тяжести от упругого обжатия бетона усилием группы арматуры i, натягиваемой позднее;

$\sigma_н$ — напряжение в арматуре группы k, определяемое по формуле (16);

t — число групп арматуры, натягиваемых позднее группы k.

В формуле (18) при сжимающем напряжении $\sigma_{б.ki}$ принимают знак «плюс», а при растягивающем — «минус».

При прямолинейных и параллельных продольной оси элемента пучках (стержнях) и постоянном поперечном сечении элемента величину $\Sigma\sigma_{б\,ki}$ определяют по формуле (11), вычисляя N_0 и e_0 только от арматуры, натягиваемой после рассматриваемой группы.

При криволинейных или не параллельных продольной оси элемента пучках среднее напряжение в бетоне $\sigma_{б.ki}$ допускается определять как среднее арифметическое напряжений в бетоне, определяемых по формуле (11), в характерных сечениях по длине натягиваемой группы арматуры k (например, на конце и в середине элемента).

Средние напряжения в бетоне для элемента с переменным по длине поперечным сечением следует определять по формуле

$$\sigma_б = \frac{\Sigma\,\sigma_{б\,j}\,l_j}{l},$$

где $\sigma_{бj}$ — среднее напряжение в бетоне на участке элемента j, определяемое как для элемента с постоянным сечением, принимаемым по среднему сечению участка;

l_j — длина участка элемента j;

l — полная длина элемента в пределах рассматриваемого пучка (стержня).

В качестве контролируемых напряжений рекомендуется принимать средние значения для отдельных групп последовательно натягиваемой арматуры.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Дано: плита покрытия размером 1,5×6 м; поперечное сечение — по рис. 3; бетон марки М 300 ($E_б=2{,}6\cdot10^5$ кгс/см²), передаточная прочность бетона $R_0=210$ кгс/см²; напрягаемая арматура класса А-IV ($R_{aII}=6000$ кгс/см², $E_a=2\cdot10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_н=2{,}01$ см² (1⌀16), ненапрягаемая арматура сжатая и растянутая класса А-III ($E_a=2\cdot10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_a=F'_a=0{,}503$ см² (1⌀8); натяжение арматуры производится на упоры формы электротермическим способом; технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания; вес плиты 1,3 тс.

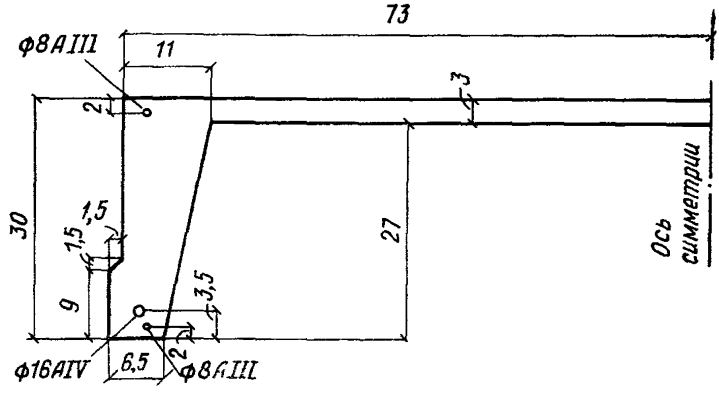


Рис. 3. К примеру 1

Требуется определить величину и точку приложения усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь напряжений N_{01} и с учетом всех потерь N_{02} для сечения в середине пролета плиты, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

Расчет. Ввиду симметрии сечения расчет ведем для половины сечения плиты.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения согласно п. 1.28, принимая для всей арматуры коэффициент

$$n=\frac{E_a}{E_б}=\frac{20\cdot10^5}{2{,}6\cdot10^5}=7{,}7 \text{ и } F'_н=0.$$

Площадь

$$F_п=F+nF_н+nF_a+nF'_a=73\cdot3+5\cdot27+6\cdot27\cdot0{,}5+$$
$$+9{,}75\cdot1{,}5+7{,}7\cdot2{,}01+7{,}7\cdot0{,}503\cdot2=473 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани ребра

$$S_п=S+nF_н a_н+nF_a a_a+nF'_a(h-a'_a)=$$
$$=73\cdot3\cdot28{,}5+5\cdot27^2\cdot0{,}5+6\cdot0{,}5\ \frac{2}{3}\ 27^2+9{,}75^2\cdot1{,}5\cdot0{,}5+$$
$$+7{,}7\cdot2{,}01\cdot3{,}5+7{,}7\cdot0{,}503\cdot2+7{,}7\cdot0{,}503\ (30-2)=9766 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани

$$y_{\text{ц}} = \frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} = \frac{9766}{473} = 20{,}65 \text{ см},$$

$$y_{\text{н}} = y_{\text{ц}} - a_{\text{н}} = 20{,}65 - 3{,}5 = 17{,}15 \text{ см};$$

$$y_{\text{а}} = y_{\text{ц}} - a_{\text{а}} = 20{,}65 - 2 = 18{,}65 \text{ см};$$

$$y'_{\text{а}} = h - a'_{\text{а}} - y_{\text{ц}} = 28 - 20{,}65 = 7{,}35 \text{ см}.$$

Момент инерции

$$I_{\text{п}} = I + n F_{\text{н}} y_{\text{н}}^2 + n F_{\text{а}} y_{\text{а}}^2 + n F'_{\text{а}} y'^2_{\text{а}} =$$

$$= \frac{73 \cdot 3^3}{12} + 73 \cdot 3 \ (28{,}5 - 20{,}65)^2 + \frac{5 \cdot 27^3}{12} + 5 \cdot 27 \ (20{,}65 - 13{,}5)^2 +$$

$$+ \frac{6 \cdot 27^3}{36} + 6 \cdot 27 \cdot 0{,}5 \ (20{,}65 - 18)^2 + \frac{1{,}5 \cdot 9{,}75^3}{12} +$$

$$+ 1{,}5 \cdot 9{,}75 \ (20{,}65 - 4{,}87)^2 + 7{,}7 \cdot 2{,}01 \cdot 17{,}15^2 + 7{,}7 \cdot 0{,}503 \cdot 18{,}65^2 +$$

$$+ 7{,}7 \cdot 0{,}503 \cdot 7{,}35^2 = 42140 \text{ см}^4.$$

Из условия (3) п. 1.21 определим максимально допустимое напряжение σ_0 без учета потерь. При длине натягиваемого стержня $l = 6$ м имеем

$$p = 300 + \frac{3600}{l} = 300 + \frac{3600}{6} = 900 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда

$$\sigma_0 = R_{\text{а II}} - p = 6000 - 900 = 5100 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим первые потери напряжения по поз. 1—6 табл. 4. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом натяжении стержневой арматуры равны:

$$\sigma_1 = 0{,}03 \ \sigma_0 = 0{,}03 \cdot 5100 = 153 \text{ кгс/см}^2.$$

При агрегатно-поточной технологии форма с упорами при пропаривании нагревается вместе с изделием, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, $\sigma_2 = 0$.

Потери от деформаций анкеров (σ_3) и формы (σ_5) при электротермическом натяжении равны нулю. Поскольку напрягаемая арматура не отгибается, потери от трения арматуры σ_4 также равны нулю.

Таким образом, усилие обжатия $N_{0\text{I}}$ с учетом потерь напряжений по поз. 1—5 табл. 4 равно:

$$N_{0\,\text{I}} = F_{\text{н}} \ (\sigma_0 - \sigma_1) = 2{,}01 \ (5100 - 153) = 9950 \text{ кгс},$$

а его эксцентрицитет равен: $e_{0\text{н}} = y_{\text{н}} = 17{,}15$ см.

В соответствии с п. 1.29 проверим максимальное сжимающее напряжение бетона $\sigma_{\text{б.н}}$ от действия силы $N_{0\text{I}}$, вычисляя его по формуле (11) при $y_0 = y_{\text{п}}$:

$$\sigma_{\text{б. н}} = \frac{N_{0\,\text{I}}}{F_{\text{п}}} + \frac{N_{0\,\text{I}} \, e_{0\,\text{н}} \, y_0}{I_{\text{п}}} = \frac{9950}{473} +$$

$$+ \frac{9950 \cdot 17{,}15 \cdot 20{,}65}{42\,140} = 104 \text{ кгс/см}^2$$

(момент от собственного веса не учитывается).

Поскольку

$$\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{104}{210} = 0{,}495 < 0{,}75 \text{ (см. табл. 7)},$$

требование п. 1.29 выполняется.

Определим потери от быстронатекающей ползучести бетона согласно поз. 6 табл. 4. Для этого вычисляем напряжения в бетоне $\sigma_{б.н}$ и в середине пролета от действия силы N_{01} и изгибающего момента от собственного веса плиты, равного:

$$M_{с.\,в} = \frac{q_{с.\,в}\, l^2}{8} = \frac{0{,}5\ \frac{1300}{600}\ 570^2}{8} = 44\,000 \text{ кгс·см}.$$

(l=570 см — расстояние между подкладками при хранении плиты).

Напряжение $\sigma_{б.н}$ на уровне арматуры A (т. е. при $y_0 = y_н$ = =17,15 см) равно

$$\sigma'_{б.\,н} = \frac{N_{0\,I}}{F_п} + \frac{N_{0\,I}\, e_{0\,н}\, y_0}{I_п} - \frac{M_{с.\,в}\, y_0}{I_п} =$$

$$= \frac{9950}{473} + \frac{9950 \cdot 17{,}15^2}{42\,140} - \frac{44\,000 \cdot 17{,}15}{42\,140} = 72{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение $\sigma'_{б.\,н}$ на уровне арматуры A′ (т. е. при $y_0 = y'_а$ = =7,35 см) равно:

$$\sigma'_{б.\,н} = \frac{9950}{473} - \frac{9950 \cdot 17{,}15 \cdot 7{,}35}{42\,140} + \frac{44\,000 \cdot 7{,}35}{42\,140} =$$

$$= -1{,}1 \text{ кгс/см}^2 < 0.$$

Потери от быстронатекающей ползучести $\sigma_б$ равны:
на уровне арматуры A

поскольку $\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{72{,}6}{210} = 0{,}346 < a = 0{,}6,$

то $\sigma_б = 425\ \frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = 425 \cdot 0{,}346 = 147$ кгс/см²;

на уровне арматуры A'
поскольку $\sigma'_{б.\,н} < 0$, то $\sigma_б = 0$.
Напряжение σ_{01} с учетом первых потерь равно:

$$\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_б = 5100 - 153 - 147 = 4800 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ принимаем равными потерям напряжений от быстронатекающей ползучести, т. е. $\sigma_а = 147$ кгс/см² и $\sigma'_а = 0$.

Определяем усилие обжатия с учетом первых потерь напряжений N_{01} и его эксцентриситет $e_{0н1}$ по формулам (9) и (10):

$$N_{01} = \sigma_0 F_н - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а = 4800 \cdot 2{,}01 - 147 \cdot 0{,}503 = 9574 \text{ кгс};$$

$$e_{0\,н\,1} = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_а F'_а y'_а - \sigma_а F_а y_а}{N_{01}} =$$

$$= \frac{4800 \cdot 2{,}01 \cdot 17{,}15 - 142 \cdot 0{,}503 \cdot 18{,}65}{9574} = 17{,}14 \text{ см}.$$

Определим вторые потери напряжений по поз. 8 и 9 табл. 4.

Потери от усадки равны $\sigma_я = 350$ кгс/см².

Потери от ползучести бетона σ_9:

на уровне арматуры A,

так как $\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} < 0{,}6$, то $\sigma_9 = 1700 \cdot 0{,}346 = 590$ кгс/см²;

на уровне арматуры A'
поскольку $\sigma'_{б.\,н} > 0$, то $\sigma_9 = 0$.

Суммарная величина потерь напряжений:

$$\sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 153 + 147 + 350 + 590 = 1240 \text{ кгс/см}^2 >$$

$$> 1000 \text{ кгс/см}^2,$$

следовательно, согласно п. 1.22 потери не увеличиваем.

Напряжение σ_{02} с учетом всех потерь равно:

$$\sigma_{02} = 5100 - 1240 = 3860 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие от обжатия с учетом всех потерь напряжений N_{02} определяем по формуле (9), принимая напряжение $\sigma_а$ равным сумме потерь от усадки и ползучести, т. е.

$$\sigma_а = 147 + 350 + 590 = 1087 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку $\sigma'_{б.\,н} < 0$,

$$\sigma'_а = 0.$$

$$N_{02} = \sigma_{02} F_н - \sigma_а F_а = 3860 \cdot 2{,}01 - 1087 \cdot 0{,}503 = 7200 \text{ кгс}.$$

Эксцентрицитет усилия N_{02} равен:

$$e_{0\,н\,2} = \frac{\sigma_{02} F_н y_н - \sigma_а F_а y_а}{N_{02}} =$$

$$= \frac{3860 \cdot 2{,}01 \cdot 17{,}15 - 1087 \cdot 0{,}503 \cdot 18{,}65}{7200} = 17{,}07 \text{ см}.$$

Пример 2. Дано: свободно опертая балка с поперечным сечением по рис. 4; бетон марки М 400 ($E_б=3\cdot10^6$ кгс/см²); передаточная прочность бетона $R_0=280$ кгс/см²; напрягаемая арматура из канатов класса К-7 ($R_{aII}=165\,000$ кгс/см², $E_a=1{,}8\cdot10^6$ кгс/см²) площадью сечения: в растянутой зоне $F_н=18{,}4$ см² (13Ø15), в сжатой зоне $F'_н=2{,}83$ см² (2Ø15); натяжение производится на упоры стенда механическим способом; бетон подвергается пропариванию; закрепление канатов на упорах с помощью инвентарных зажимов; длина стенда 20 м; вес балки 11,2 тс; длина балки $l=18$ м.

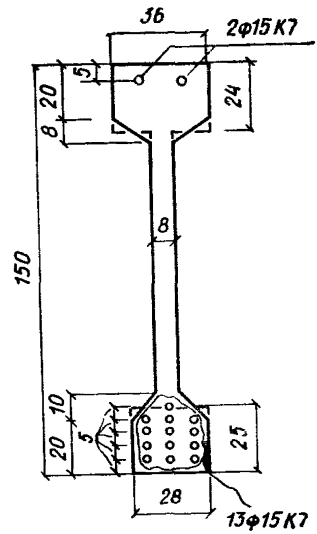


Рис. 4. К примеру 2

Требуется определить величину и точку приложения усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь напряжения N_{01} и с учетом всех потерь N_{02} для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

Расчет. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения согласно п. 1.28, принимая коэффициент $n=\dfrac{E_a}{E_б}=\dfrac{18\cdot10^5}{3\cdot10^5}=6$ (площадь сечения конструктивной ненапрягаемой арматуры не учитываем ввиду ее малости).

Для упрощения расчета высоту свесов полок усредняем.

Площадь

$$F_п=F+nF_н+nF'_н=150\cdot8+28\cdot24+20\cdot25+$$
$$+6\ (18{,}4+2{,}83)=2500\ \text{см}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения арматуры A до нижней грани балки

$$a_н=\frac{3\ (5+10+15+20)+1\cdot25}{13}=13{,}45\ \text{см}.$$

Статический момент относительно нижней грани балки

$$S_п=\frac{8\cdot150^2}{2}+28\cdot24\ (150-12)+\frac{20\cdot25^2}{2}+6\cdot18{,}4\cdot13{,}45+$$
$$+6\cdot2{,}83\ (150-5)=193\,000\ \text{см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани

$$y_ц=\frac{S_п}{F_п}=\frac{193\,000}{2500}=77\ \text{см};$$
$$y_н=y_ц-a_н=77-13{,}45=63{,}55\ \text{см};$$
$$y'_н=h-a'_н-y_ц=145-77=68\ \text{см}.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{\text{п}} = I + n F_{\text{н}} y_{\text{н}}^2 + n F'_{\text{н}} y'^2_{\text{н}} = \frac{8 \cdot 150^3}{12} + 8 \cdot 150\ (77 - 75)^2 +$$

$$+ \frac{28 \cdot 24^3}{12} + 28 \cdot 24\ (138 - 77)^2 + \frac{20 \cdot 25^3}{12} + 20 \cdot 25\ (77 - 12{,}5)^2 +$$

$$+ 6 \cdot 18{,}4 \cdot 63{,}55^2 + 6 \cdot 2{,}83 \cdot 68^2 = 7\,418\,100 \text{ см}^4.$$

Из условия (2) п. 1.21 определим максимально допустимое напряжение σ_0 без учета потерь:

$$\sigma_0 = 0{,}76\, R_{\text{а II}} = 0{,}76 \cdot 16\,500 = 12\,500 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим первые потери напряжений по поз. 1—6 табл. 4: потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \left(0{,}27\ \frac{\sigma_0}{R_{\text{а II}}} - 0{,}1\right) \sigma_0 = \left(0{,}27\ \frac{12\,500}{16\,500} - 0{,}1\right) 12\,500 =$$

$$= 1300 \text{ кгс/см}^2;$$

потери от температурного перепада между упорами стенда и бетоном при $\Delta t = 65°\text{C}$

$$\sigma_2 = 12{,}5\ \Delta t = 12{,}5 \cdot 65 = 810 \text{ кгс/см}^2;$$

потери от деформаций анкеров в виде инвентарных зажимов при $\lambda = 1{,}25 + 0{,}15\, d = 1{,}25 + 0{,}15 \cdot 15 = 3{,}5$ мм и $l = 20$ м

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_{\text{а}} = \frac{3{,}5}{20 \cdot 10^3}\ 1{,}8 \cdot 10^6 = 315 \text{ кгс/см}^2;$$

поскольку напрягаемая арматура не отгибается, потери от трения арматуры отсутствуют т. е. $\sigma_4 = 0$;

потери от деформаций стальной формы отсутствуют, поскольку усилие обжатия передается на упоры стенда, т. е. $\sigma_5 = 0$.

Таким образом, усилие обжатия $N_{0\text{I}}$ с учетом потерь по поз. 1—5 табл. 4 равно:

$$N_{0\,\text{I}} = (F_{\text{н}} + F'_{\text{н}})\ (\sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = (18{,}4 + 2{,}83) \times$$

$$\times\ (12\,500 - 1300 - 810 - 315) = 21{,}23 \cdot 10\,075 = 214\,000 \text{ кгс}.$$

Точка приложения усилия $N_{0\text{I}}$ совпадает с центром тяжести всей напрягаемой арматуры, т. е.

$$e_{0\,\text{н}} = \frac{F_{\text{н}} y_{\text{н}} - F'_{\text{н}} y'_{\text{н}}}{F_{\text{н}} + F'_{\text{н}}} = \frac{18{,}4 \cdot 63{,}55 - 2{,}83 \cdot 68}{18{,}4 + 2{,}83} = 46 \text{ см}.$$

Определяем по формуле (11) максимальное сжимающее напряжение бетона от действия силы $N_{0\text{I}}$ без учета собственного веса, принимая $y_0 = y_{\text{ц}} = 77$ см,

$$\sigma_{\text{б. н}} = \frac{N_{0\,\text{I}}}{F_{\text{н}}} + \frac{N_{0\,\text{I}}\, e_{0\,\text{н}}\, y_0}{I_{\text{п}}} = \frac{214\,000}{2500} + \frac{214\,000 \cdot 46{,}0 \cdot 77}{7\,418\,100} =$$

$$= 187{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = \frac{187{,}8}{280} = 0{,}67 < 0{,}75$ (см. табл. 7), требование п. 1.29 выполняется.

Определим потери от быстронатекающей ползучести бетона согласно поз. 6 табл. 4. Для этого вычисляем напряжения в бетоне $\sigma_{б.н}$ в середине пролета от действия силы N_{0I} и изгибающего момента от собственного веса балки, равного:

$$M_{с.в} = \frac{q_{с.в}\, l^2}{8} = \frac{\frac{11\,200}{1800}\, 1750^2}{8} = 2\,380\,000 \text{ кгс·см}$$

($l = 17{,}5$ м — расстояние между подкладками при хранении балки).

Напряжение $\sigma_{б.н}$ на уровне арматуры A' (т. е. при $y_0 = y_н = 63{,}55$ см)

$$\sigma_{б.н} = \frac{N_{0I}}{F_п} + \frac{N_{0I}\, e_{0н}\, y_0}{I_п} - \frac{M_{с.в}\, y_0}{I_п} =$$

$$= \frac{214\,000}{2500} + \frac{214\,000 \cdot 46 \cdot 63{,}55}{7\,418\,100} - \frac{2\,380\,000 \cdot 63{,}55}{7\,418\,100} = 149 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение $\sigma'_{б.н}$ на уровне арматуры A' (т. е. при $y_0 = y'_н = 68$ см)

$$\sigma'_{б.н} = \frac{214\,000}{2500} - \frac{214\,000 \cdot 46 \cdot 68}{7\,418\,100} + \frac{2\,380\,000 \cdot 68}{7\,418\,100} =$$

$$= 17{,}2 \text{ кгс/см}^2 > 0.$$

Потери от быстронатекающей ползучести $\sigma_б$ равны:

на уровне арматуры A

поскольку $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = \frac{149}{280} = 0{,}532 < a = 0{,}6$, то

$$\sigma_б = 425\, \frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = 425 \cdot 0{,}532 = 226 \text{ кгс/см}^2;$$

на уровне арматуры A'

$$\sigma_б = 425\, \frac{\sigma'_{б.н}}{R_0} = 425\, \frac{17{,}2}{280} = 26{,}1 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение σ_0 с учетом первых потерь равно:

для арматуры A

$$\sigma_{01} = (\sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) - \sigma_б = 10\,075 - 226 = 9850 \text{ кгс/см}^2,$$

для арматуры A'

$$\sigma'_{01} = 10\,075 - 26{,}1 = 10\,049 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим усилие обжатия с учетом первых потерь напряжений N_{01} и его эксцентрицитет по формулам (9) и (10):

$$N_{01} = \sigma_{01} F_н + \sigma'_{01} F'_н = 9850 \cdot 18{,}4 + 10049 \cdot 2{,}83 = 209\,700 \text{ кгс};$$

$$e_{0\,н\,1} = \frac{\sigma_{01} F_н y_н - \sigma'_{01} F'_н y'_н}{N_{01}} =$$

$$= \frac{9850 \cdot 18{,}4 \cdot 63{,}55 - 10\,049 \cdot 2{,}83 \cdot 68}{209\,700} = 45{,}7 \text{ см}.$$

Определим вторые потери напряжений по поз. 8 и 9 табл. 4. Потери от усадки равны $\sigma_8 = 350$ кгс/см².

Потери от ползучести бетона σ_9 равны:

на уровне арматуры A,

$$\sigma_9 = 1700 \cdot 0{,}532 = 905 \text{ кгс/см}^2;$$

для арматуры A'

$$\sigma'_9 = 1700 \frac{17{,}2}{280} = 105{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения σ_0 с учетом всех потерь равны:

для арматуры A

$$\sigma_{02} = \sigma_{01} - \sigma_8 - \sigma_9 = 9850 - 350 - 905 = 8595 \text{ кгс/см}^2,$$

для арматуры A'

$$\sigma'_{02} = \sigma'_{01} - \sigma'_8 - \sigma'_9 = 10\,049 - 350 - 105 = 9594 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений N_{02} и его эксцентрицитет $e_{0н2}$:

$$N_{02} = \sigma_{02} F_н + \sigma'_{02} F'_н = 8595 \cdot 18{,}4 + 9594 \cdot 2{,}83 = 185\,300 \text{ кгс};$$

$$e_{0\,н\,2} = \frac{\sigma_{02} F_н y_н - \sigma'_{02} F'_н y'_н}{N_{02}} =$$

$$= \frac{8595 \cdot 18{,}4 \cdot 63{,}55 - 9594 \cdot 2{,}83 \cdot 68}{185\,300} = 44{,}3 \text{ см}.$$

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

БЕТОН

2.1(2.3). Для предварительно-напряженных железобетонных конструкций должны предусматриваться следующие проектные марки тяжелого бетона:

а) по прочности на осевое сжатие—М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500, М 600, М 700, М 800 (при этом проектные марки М 250, М 350 и М 450 должны предусматриваться при условии, что это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона проектных марок соответственно М 300, М 400, М 500 и не снижает другие технико-экономические показатели конструкций);

б) по морозостойкости — Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500;

в) по водонепроницаемости — В2, В4, В6, В8, В10, В12;

Примечания. 1. Проектной маркой бетона по какому-либо признаку называется значение соответствующей характеристики бетона, задаваемое при проектировании.

2. Соответствие фактического значения характеристики бетона его проектной марке устанавливается на основании результатов испытаний согласно требованиям соответствующих государственных стандартов.

2.2(2.4). Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектной марке по прочности на сжатие, принимается, как правило, 28 дней.

В тех случаях, когда известны сроки фактического загружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, сорт применяемого цемента, допускается устанавливать проектную марку бетона в ином возрасте (большем или меньшем).

Величина отпускной прочности бетона в элементах сборных конструкций устанавливается государственными стандартами на сборные изделия.

2.3(2.6). Проектная марка бетона элемента, в котором расположена напрягаемая арматура, а также его передаточная прочность R_0 должны приниматься в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств не ниже указанных в табл. 8.

Таблица 8(7)

Вид и класс напрягаемой арматуры	Проектная марка бетона, не ниже	Передаточная прочность бетона R_0, кгс/см², не ниже
1. Проволочная арматура:		
а) класса В-II с анкерами	М 250	200
б) класса Вр-II без анкеров при диаметре проволоки:		
до 5 мм включительно	М 250	200
» 6 мм и более	М 400	320
в) класса К-7	М 350	280
2. Стержневая арматура без анкеров диаметром:		
от 10 до 18 мм (включительно) классов:		
а) А-III, А-IIIв, А-IV и Ат-IV	М 200	160
б) А-V, Ат-V, Атп-V	М 250	200
в) Ат-VI	М 350	280
от 20 мм и более классов:		
г) А-III, А-IIIв, А-IV, Ат-IV	М 250	200
д) А-V, Ат-V, Атп-V	М 350	280
е) Ат-VI	М 400	320

Примечания. 1. Для конструкций с арматурой, указанной в поз. 2,б — е, допускается снижение минимальной проектной марки на одну ступень (50 кгс/см²), а минимального значения R_0 — на 40 кгс/см² при содержании крупного заполнителя не менее 820 л на 1 м³, если это условие оговорено в проекте.

2. Фактическое значение R_0, сниженное по сравнению с проектным согласно требованиям статистического контроля на производстве, должно составлять не менее 140 кгс/см², а при стержневой арматуре класса Ат-VI, арматурных канатах класса К-7 и проволочной арматуре без высаженных головок — не менее 200 кгс/см².

Таблица 9(8)

Условия работы конструкций		Минимальные проектные марки бетона					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	Конструкции (кроме наружных стен отапливаемых зданий) для зданий и сооружений класса					
		I	II	III	I	II	III
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезонно-оттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже минус 40°С	Мрз 300	Мрз 200	Мрз 150	В 6	В 4	В 2
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В 2	Не нормируется	То же
	Минус 5°С и выше	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	То же	»
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже минус 40°С	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	В 2	Не нормируется	То же
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	Не нормируется	То же	»
	Минус 5°С и выше	Мрз 50	Не нормируется	То же	То же	»	»
3. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже минус 40°С	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется	То же
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз 50	Не нормируется	То же	То же	То же	»
	Минус 5°С и выше	Не нормируется	То же	»	»	»	»
4. Возможное эпизодическое воздействие температур ниже 0°С в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	Ниже минус 40°С	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	То же	То же	То же
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз 50	Не нормируется	То же	»	»	»
	Минус 5°С и выше	Не нормируется	То же	»	»	»	»
5. Возможное эпизодическое воздействие температур ниже 0°С в условиях воздушно-влажностного состояния (например, внутренние конструкции отапливаемых зданий в период строительства и монтажа)	Ниже минус 40°С	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 50	Не нормируется	То же	То же	То же	То же
	Минус 20°С и выше	Не нормируется	То же	»	»	»	»

Примечания. 1. Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для конструкций сооружений водоснабжения и канализации, а также для свай-оболочек следует назначать согласно требованиям соответствующих глав СНиП и государственных стандартов.

2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.6.

Если проектная марка бетона принята выше указанного в табл. 8 минимального значения, то передаточная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50% принятой проектной марки.

Рекомендуется значение R_0 принимать равным 70% принятой проектной марки бетона.

Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, при арматуре, указанной в поз. 1, 2, а, 2, б и 2, г табл. 8, приведенные в этой таблице минимальные значения проектной марки должны увеличиваться на одну ступень (50 кгс/см²), а минимальные значения R_0 должны увеличиваться на 40 кгс/см².

Для стенок монолитных круглых резервуаров и труб при напряжении только спиральной (или кольцевой) арматуры допускается применение проектной марки бетона М150 и передаточной прочности $R_0 = 100$ кгс/см².

Примечание. Передаточная прочность бетона R_0 — прочность бетона к моменту его обжатия — определяется в соответствии с государственными стандартами.

2.4(2.7). Проектная марка мелкозернистого бетона, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, должна быть не ниже М150, а для инъекции каналов — не ниже М 300.

2.5(2.8). Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций проектную марку бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но принимать не ниже М100.

2.6(2.9). Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и значений расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства должны приниматься:

для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) — не ниже указанных в табл. 9;

для наружных стен отапливаемых зданий — не ниже указанных в табл. 10.

2.7(2.10). Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха, следует применять бетоны проектных мароз по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

Таблица 10(9)

Условия работы конструкций		Минимальные марки бетона по морозостойкости наружных стен отапливаемых зданий класса		
Относительная влажность внутреннего воздуха помещений $\varphi_в$, %	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	I	II	III
1. $\varphi_в > 75$	Ниже минус 40°С	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется
	Минус 5°С и выше	Мрз 50	Не нормируется	То же
2. $60 < \varphi_в \leqslant 75$	Ниже минус 40°С	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз 50	Не нормируется	Не нормируется
	Минус 20°С и выше	Не нормируется	То же	То же
3. $\varphi_в \leqslant 60$	Ниже минус 40°С	Мрз 75	Мрз 50	»
	Минус 40°С и выше	Не нормируется	Не нормируется	»

Примечания. 1. При наличии паро- и гидроизоляции конструкций марки по морозостойкости, указанные в табл. 10, снижаются на одну ступень.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.6.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

2.8(2.11). Нормативными сопротивлениями бетона являются:

сопротивление осевому сжатию кубов (кубиковая прочность), $R^н$;

сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность), $R^н_{пр}$;

сопротивление осевому растяжению, $R^н_р$.

Нормативные сопротивления бетона $R^н_{пр}$ и $R^н_р$ в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие даны в табл. 11.

2.9(2.13). Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$ определяются путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности по бетону, принимаемые равными: при сжатии $k_{б.с} = 1{,}3$, при растяжении $k_{б.р} = 1{,}5$.

Расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$ и $R_р$ снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона $m_б$, учитывающие: особенности свойств бетонов, длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. п.

Таблица 11(11)

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R^{н}_{пр}$ и $R^{н}_{р}$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{пр\,II}$ и $R_{р\,II}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
Сжатие осевое (призменная прочность) $R^{н}_{пр}$ и $R_{прII}$	85	115	145	170	200	225	255	280	340	390	450
Растяжение осевое $R^{н}_{р}$ и $R_{прII}$	9,5	11,5	13	15	16,5	18	19	20	22	23,5	25

Примечание. Для бетона на глиноземистом цементе значения $R^{н}_{р}$ и $R_{рII}$ снижаются на 30%.

Таблица 12

Вид сопротивления	Коэффициент условий работы бетона, $m_{б1}$	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_{р}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
Сжатие осевое (призменная прочность), $R_{пр}$	0,85	60	75	95	115	130	150	170	185	210	235	265
	1	70	90	110	135	155	175	195	215	245	280	310
	1,1	75	100	125	145	170	190	215	235	270	305	340
Растяжение осевое, $R_{р}$	0,85	5,4	6,5	7,5	8,5	9,5	10	11	11,5	12,5	13,5	14
	1	6,3	7,5	8,8	10	11	12	12,8	13,5	14,5	15,5	16,5
	1,1	7	8,5	9,5	11	12	13	14	14,5	16	17	18,5

Примечания. 1. Условия применения коэффициента $m_{б1}$ приведены в п. 3.1.
2. Для бетона на глиноземистом цементе расчетные сопротивления растяжению $R_{р}$ снижаются на 30%.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{пр II}$ и $R_{р II}$ принимаются равными нормативным сопротивлениям и вводятся в расчет с коэффициентом условий работы бетона $m_б = 1$, за исключением случаев, указанных в п. 4. 11 и 4.16.

Величины расчетных сопротивлений в зависимости от их проектных марок по прочности на сжатие приведены (с округлением) для предельных состояний первой группы в табл. 12, для предельных состояний второй группы — в табл. 11.

В расчетные сопротивления, приведенные в табл. 12, включены следующие коэффициенты условий работы $m_б$:

а) для высокопрочного бетона проектных марок М 600, М 700 и М 800 в расчетные сопротивления бетона сжатию $R_{пр}$ — коэффициент $m_б$, равный соответственно 0,95; 0,925 и 0,9;

б) в расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению — коэффициент $m_{б1}$, учитывающий влияние длительности действия нагрузок и условие нарастания прочности бетона во времени.

Порядок использования коэффициентов $m_{б1}$ в расчете приведен в п. 3.1.

Расчетные сопротивления бетона, приведенные в табл. 12, в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы бетона согласно табл. 13.

Таблица 13(15)

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы	Коэффициенты условий работы бетона	
	Условное обозначение	Величина коэффициента
1. Многократно повторяющаяся нагрузка	$m_{б2}$	см. п. 3.76, табл. 32
2. Попеременное замораживание и оттаивание	$m_{б3}$	см. табл. 14
3. Расчет в стадии предварительного обжатия конструкций с напрягаемой арматурой:		
проволочной	$m_{б4}$	1,1
стержневой		1,2
4. Стыки сборных элементов при толщине шва менее $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	$m_{б9}$	1,15
5. Автоклавная обработка конструкций	$m_{б10}$	0,85
6. Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике	$m_{б11}$	0,85

Примечания. 1. Коэффициенты $m_б$ по поз. 1, 2 и 6 настоящей таблицы должны учитываться при определении расчетных сопротивлений бетона $R_{пр}$ и $R_р$, а по остальным позициям — только при определении $R_{пр}$.

2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент $m_{б2}$ учитывается только при расчете на выносливость и по образованию трещин.

2.10 (2.14). Для мелкозернистого бетона нормативные и расчетные сопротивления принимаются равными соответствующим значениям для тяжелого бетона, указанным в табл. 11 и 12.

При этом должны учитываться соответствующие коэффициенты условий работы $m_б$ согласно табл. 13, 14.

2.11.(2.15). Величины начального модуля упругости бетона $E_б$ принимаются по табл. 15.

Таблица 14(17)

Условия эксплуатации конструкции	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	Коэффициент условий работы бетона $m_{бз}$ при попеременном замораживании и оттаивании
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии (см. поз. 1, табл. 9)	Ниже минус 40°С	0,7
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	0,85
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	0,9
	Минус 5°С и выше	0,95
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения (см. поз. 2, табл. 9)	Ниже минус 40°С	0,9
	Минус 40°С и выше	1

Примечание. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.6.

Таблица 15(18)

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	Начальные модули упругости бетона $E_б$, кгс/см²	
	естественного твердения	подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении
М 150	210 000	190 000
М 200	240 000	215 000
М 250	265 000	240 000
М 300	290 000	260 000
М 350	310 000	280 000
М 400	330 000	300 000
М 450	345 000	310 000
М 500	360 000	325 000
М 600	380 000	340 000
М 700	390 000	350 000
М 800	400 000	360 000

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, значения $E_б$, указанные в табл. 15, следует умножать на коэффициент 0,85. Для бетона, подвергнутого автоклавной обработке, значения $E_б$, указанные в табл. 15 для бетона естественного твердения, следует умножать на коэффициент 0,75.

При наличии данных о сорте цемента, составе бетона, условиях изготовления (например, центрифугированный бетон) и т. д. допускается принимать другие значения $E_б$, согласованные в установленном порядке.

2.12 (2.16). Коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{бt}$ при изменении температуры от минус 50°С до плюс 50°С принимается равным $1 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$.

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т. д. допускается принимать другие значения $\alpha_{бt}$, обоснованные в установленном порядке.

2.13 (2.17). Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) μ принимается равным 0,2, а модуль сдвига бетона G — равным 0,4 от соответствующих значений $E_б$, указанных в табл. 15.

2.14. Объемная масса тяжелого вибрированного бетона на гравии или щебне из природного камня принимается равной 2400 кг/м^3.

Объемная масса железобетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься равной 2500 кг/м^3; при содержании арматуры более 3% она должна определяться как сумма массы бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции. При этом масса арматурной стали на единицу длины принимается по табл. 1 прил. 3.

АРМАТУРА

2.15 (2.18). Для армирования железобетонных конструкций должна применяться арматура, отвечающая требованиям соответствующих государственных стандартов (табл. 16), следующих видов.

Стержневая арматура:

а) горячекатаная — гладкая класса А-I; периодического профиля классов А-II, А-III, А-IV, А-V;

б) термически упрочненная — периодического профиля классов Ат-IV, Ат-V, Атп-V, Ат-VI;

в) упрочненная вытяжкой — периодического профиля класса А-IIIв.

Проволочная арматура:

г) арматурная холоднотянутая проволока:

обыкновенная — гладкая класса В-I, периодического профиля класса Вр-I;

высокопрочная — гладкая класса В-II, периодического профиля класса Вр-II;

д) арматурные канаты — спиральные семипроволочные класса К-7.

Таблица 16 (приложение 3)

Вид арматуры и документы регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Область применения арматуры в зависимости от условий эксплуатации конструкций (знак «плюс» означает «допускается», знак «минус» — «не допускается»).										
				Статические нагрузки					Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки					
				В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре				В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре			
					до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно		до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 50°С включительно	ниже минус 50°С до минус 70°С включительно
Стержневая горячекатаная гладкая, ГОСТ 5781—75	А-I	Ст3сп3	6—40	+	+	+	+	+[1]	+	+	—	—	—
		Ст3пс3	6—40	+	+	+	—	—	+	+	—	—	—
		Ст3кп3	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3сп2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
		ВСт3пс2	6—40	+	+	—	+	—	+	+	—	—	—
		ВСт3кп2	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3Гпс2	6—18	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781—75	А-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+[1]	+[1]	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	18—40	+	+	—	—	—	+	+[1]	—	—	—
		18Г2С	40—80	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
		10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	А-III	35ГС	6—40	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		25Г2С	6—40	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	—
	А-IV	80С	10—18	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—
		20ХГ2Ц	10—22	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
	А-V	23Х2Г2Т	10—22	+	+	+	+	+[2]	+	+	+	+	+[2]
Стержневая упрочненная вытяжкой периодического профиля	А-IIIв	35ГС	6—40	+	+	+	—	—	+	+	—	—	—
		25Г2С	6—40	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—
Стержневая термически упрочненная периодического профиля ГОСТ 10884—71	Ат-IV	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	—	—
	Ат-V	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—
	Ат-VI	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—
Стержневая термически упрочненная, стойкая против коррозионного растрескивания. ТУ 14-1-1318-75	Атп-V	—	16—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—
	Атп-VI	—	16—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—

Продолжение табл. 16

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Область применения арматуры в зависимости от условий эксплуатации конструкций (знак «плюс» означает «допускается», знак «минус» — «не допускается»).									
				Статические нагрузки					Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки				
				В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре				В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре			
					до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно		до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70 °С включительно
Обыкновенная арматурная проволока гладкая, ГОСТ 6727—53*	В-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
То же, периодического профиля, ТУ 14-4-659-75	Вр-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока гладкая, ГОСТ 7348—63	В-II	—	3—8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
То же, периодического профиля, ГОСТ 8480—63	Вр-II	—	3—8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты, ГОСТ 13840—68*	К-7	—	4,5—15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

[1] Допускается применять только в вязаных каркасах и сетках.

[2] Допускается применять только в виде целых стержней мерной длины.

[3] Применение термически упрочненной арматуры допускается при гарантируемой величине равномерного удлинения δ_p не менее 2%. Термически упрочненную арматуру классов Ат-IV — Ат-VI не следует применять при действии многократно повторяющихся нагрузок с коэффициентом асимметрии цикла $\rho_a \leqslant 0{,}95$ (см. п. 3.77).

Примечания. 1. Расчетные температуры принимаются согласно указаниям п. 1.6.

2. За динамические нагрузки принимаются нагрузки, доля которых, учитываемая в расчете на прочность, превышает 0,1 статической части нагрузки, а за многократно повторяющиеся — нагрузки, при которых коэффициент условий работы m_{a1} по табл. 33 меньше единицы.

3. По согласованию с изготовителем допускается применение арматурной стали класса А-II марки 10ГТ, класса А-IV марки 20ХГ2Ц и класса А-V марки 23Х2Г2Т диаметром соответственно 36—40, 25—40 и 6—8 мм с областями применения, аналогичными для соответствующих марок стали.

4. Качество упрочненной вытяжкой арматурной стали класса А-IIIв регламентируется согласно приложению 2 «Руководства по технологии изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций», М., Стройиздат, 1975.

Для закладных деталей и соединительных накладок применяется, как правило, прокатная углеродистая сталь класса С38/23 согласно главе СНиП II-В.3-72 по проектированию стальных конструкций.

В качестве арматуры железобетонных конструкций допускается применять другие виды сталей, в том числе осваиваемые промышленностью (например, арматурные канаты — 19-проволочные класса К-19, многопрядные классов К-n), применение которых должно быть согласовано в установленном порядке.

Примечание. В дальнейшем в настоящем руководстве для краткости используются следующие термины: «стержень» — для обозначения арматуры любого диаметра, вида и профиля, независимо от того, поставляется ли она в прутках или мотках (бунтах); «диаметр» (d), если не оговорено особо, означает номинальный диаметр стержня арматурной стали.

2.16. Применяемая в железобетонных конструкциях арматура имеет предел текучести:

физический (стержневая классов А-I, А-II и А-III);

условный, равный величине напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2% (стержневая классов А-IV и выше, проволочная классов Вр-II, В-II и К-7).

Упрочненная вытяжкой арматура класса А-IIIв и обыкновенная арматурная проволока классов Вр-I и В-I по особенностям расчета условно отнесены к арматуре, имеющей физический предел текучести.

2.17 (2.22). В качестве напрягаемой арматуры предварительно-напряженных железобетонных элементов:

при длине до 12 м включительно следует преимущественно применять:

а) термически упрочненную арматуру классов Ат-VI и Ат-V;

допускается также применять:

б) высокопрочную арматурную проволоку классов В-II; Вр-II и арматурные канаты класса К-7, преимущественно в конструкциях, эксплуатирующихся в закрытых помещениях;

в) горячекатаную арматуру классов А-V, А-IV и термически упрочненную арматуру класса Ат-IV;

г) упрочненную вытяжкой арматуру класса А-IIIв и горячекатаную класса А-III;

при длине элемента свыше 12 м следует преимущественно применять:

д) высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты класса К-7;

е) горячекатаную арматуру класса А-V;

допускается также применять:

ж) горячекатаную арматуру класса А-IV;

з) термически упрочненную арматуру класса Атп-V.

2.18(2.23). В качестве напрягаемой арматуры предварительно-напряженных элементов, находящихся под давлением газов, жидкостей или сыпучих тел, следует преимущественно применять:

а) высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты класса К-7;

б) термически упрочненную арматуру классов Ат-VI и Ат-V;

в) горячекатаную арматуру класса А-V;

допускается также применять:

г) горячекатаную арматуру класса А-IV;

д) термически упрочненную арматуру класса Ат-IV;

для элементов, находящихся под воздействием агрессивной среды, рекомендуется преимущественно применять арматуру классов Атп-V, А-IV, А-IIIв.

2.19(2.20). В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять:

а) горячекатаную арматуру класса А-III;

б) обыкновенную арматурную проволоку диаметром 3—5 мм класса Вр-I и класса В-I (в сварных сетках и каркасах);

допускается также применять:

в) горячекатаную арматуру классов А-II и А-I в основном для поперечной арматуры линейных элементов для конструктивной и монтажной арматуры, а также в качестве продольной рабочей арматуры в случаях, когда использование других видов ненапрягаемой арматуры нецелесообразно или не допускается;

г) обыкновенную арматурную проволоку класса В-I диаметром 3—5 мм для вязаных хомутов балок высотой до 400 мм и колонн;

д) горячекатаную арматуру классов А-IV, А-V и термически упрочненную арматуру классов Ат-IV, Ат-V только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток; при этом в элементах, выполненных без предварительного напряжения, арматура классов А-V и Ат-V может использоваться только в качестве сжатой арматуры.

Ненапрягаемую арматуру классов А-III, А-II и А-I рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сварных сеток.

2.20(2.24). При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, должны учитываться температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения согласно табл. 16.

При возведении в условиях расчетных зимних температур наружного воздуха ниже минус 40° С конструкции с арматурой, допускаемой для использования только в отапливаемых зданиях, должна быть обеспечена несущая способность конструкции на стадии ее возведения, принимая расчетное сопротивление арматуры с коэффициентом 0,7 и расчетную нагрузку с коэффициентом перегрузки $n=1$.

2.21(2.25). Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных конструкций должна применяться горячекатаная арматура класса А-II из стали марки 10ГТ и класса А-I из стали марок ВСт 3сп2 и ВСт 3пс2.

В случае, если возможен монтаж конструкций при расчетной зимней температуре ниже минус 40°С, для монтажных петель не допускается применять сталь марки ВСт 3пс2.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ

2.22(2.26). За нормативные сопротивления арматуры принимаются наименьшие контролируемые значения:

для стержневой арматуры — предела текучести, физического или условного;

для проволочной арматуры — временного сопротивления разрыву (для арматурных канатов это значение определяется по величине разрывного усилия каната в целом).

Таблица 17(19)

Стержневая арматура класса	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{a\,II}$, кгс/см²	Стержневая арматура класса	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{a\,II}$, кгс/см²
A-I	2400	A-V	8000
A-II	3000	Ат-IV	6000
A-III	4000	Ат-V, Атп-V	8000
A-IIIв	5500	Ат-VI	10 000
A-IV	6000		

Таблица 18(20)

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{a\,II}$, кгс/см
B-I	3—5	5 500
Bp-I	3—4	5 500
	5	5 250
B-II	3	19 000
	4	18 000
	5	17 000
	6	16 000
	7	15 000
	8	14 000
Bp-II	3	18 000
	4	17 000
	5	16 000
	6	15 000
	7	14 000
	8	13 000
K-7	4,5	19 000
	6	18 550
	7,5	18 000
	9	17 500
	12	17 000
	15	16 500

Указанные контролируемые характеристики арматуры принимаются в соответствии с государственными стандартами или техническими условиями на арматурные стали и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Нормативные сопротивления $R_a^н$ для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 17 и 18.

2.23 (2.27). Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп определяются по формуле

$$R_a = \frac{R_a^н}{k_a}, \qquad (19)$$

где k_a — коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый по табл. 19.

Таблица 19(21)

Вид и класс арматуры	Коэффициент безопасности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов:		
A-I и A-III	1,15	1
A-II	1,1	1
A-IIIв*, A-IV и Ат-IV	1,2	1
A-V, Ат-V, Ат-VI и Атп-V	1,25	1
Проволочная арматура классов:		
Вр-I, B-II, Вр-II и К-7	1,55	1
B-I	1,75	1

* При вытяжке арматуры без контроля напряжения $k_a = 1{,}4$.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для основных видов стержневой и проволочной арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены соответственно в табл. 20 и 21, а при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 17 и 18.

2.24(2.28). Расчетные сопротивления арматуры сжатию, используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы $R_{a.c}$ при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_a, но не более 4000 кгс/см².

Значения расчетных сопротивлений арматуры сжатию для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 20 и 21.

Таблица 20(22)

Стержневая арматура класса	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
	растяжению		сжатию $R_{а.с}$
	продольной; поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_а$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{а.х}$	
A-I	2100	1700	2100
A-II	2700	2150	2700
A-III	3400	2700*	3400
A-IIIв**	4500	3600	4000
A-IV	5000	4000	4000
A-V	6400	5100	4000
Ат-IV	5000	4000	4000
Ат-V, Атп-V	6400	5100	4000
Ат-VI	8000	6400	4000

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, значение $R_{а.х}$ принимается равным 2400 кгс/см².

** При вытяжке арматуры без контроля напряжения следует принимать $R_а = 4000$ кгс/см² и $R_{а.х} = 3200$ кгс/см².

При расчете конструкций, для которых расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $m_{б1} = 0{,}85$ (см. табл. 12), допускается при соблюдении соответствующих конструктивных требований п. 5.41 принимать значения $R_{а.с}$ равными:

для арматуры классов A-IV и Ат-IV — 4500 кгс/см²;

для арматуры классов A-V, Ат-V, Ат-VI, Атп-V, Атп-VI, B-II, Вр-II и К-7 — 5000 кгс/см².

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значение $R_{а.с}$ принимается равным нулю.

2. 25(2. 29). Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы снижаются (или повышаются) путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы $m_а$, учитывающие возможность неполного использования прочностных характеристик арматуры в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, условиями анкеровки, наличием загибов, характером диаграммы растяжения стали, изменением ее свойств в зависимости от условий работы конструкции и т. п.

Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{аII}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы $m_а = I$.

Таблица 21 (23)

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию $R_{а.с}$
		продольной; поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_а$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{а.х}$	
В-I	3—5	3 150	2 200 (1 900)	3150
Вр-I	3—4	3 500	2600 (2800)	3500
	5	3 400	2500 (2700)	3400
В-II	3	12 300	9800	4000
	4	11 600	9300	4000
	5	11 000	8800	4000
	6	10 300	8300	4000
	7	9 700	7700	4000
	8	9 000	7200	4000
Вр-II	3	11 600	9300	4000
	4	11 000	8800	4000
	5	10 300	8300	4000
	6	9 700	7700	4000
	7	9 000	7200	4000
	8	8 400	6700	4000
К-7	4,5	12 300	9800	4000
	6	11 900	9500	4000
	7,5	11 600	9300	4000
	9	11 300	9000	4000
	12	11 000	8800	4000
	15	10 600	8500	4000

Примечание. Величины $R_{а.х}$ в скобках даны для случая применения проволочной арматуры классов В-I и Вр-I в вязаных каркасах.

Таблица 22(24)

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Характеристика арматуры	Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры	
			условное обозначение	значения коэффициентов
1. Многократное повторение нагрузки	Продольная и поперечная	A-I; A-II; A-III и A-IV; B-I и Bp-I; Атп-V, B-II, Bp-II и K-7	m_{a1}	См. п. 3.77, табл. 33
2. Наличие сварных соединений при многократном повторении нагрузки	Продольная и поперечная при наличии сварных соединений арматуры	A-I, A-II и A-III	m_{a2}	См. п. 3.77, табл. 34
3. Зона передачи напряжений и зона анкеровки для арматуры без анкеров	а) Продольная напрягаемая	Независимо от класса	m_{a3}	$l_x/l_{п.н}$
	б) Продольная ненапрягаемая	То же		$l_x/l_{а.н}$ В формулах поз. 3: l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; $l_{п.н}$, $l_{а.н}$ — соответственно длина зоны передачи напряжений и зоны анкеровки арматуры (см. пп. 2.26 и 5.33)

Продолжение табл. 22

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Характеристика арматуры	Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры	
			условное обозначение	значения коэффициентов
4. Работа высокопрочной арматуры с напряжениями выше условного предела текучести при расчете нормальных сечений	Продольная растянутая	A-IV и A-V; Ат-IV, Ат-V, Атп-V, Ат-VI, B-II, Bp-II и K-7	m_{a4}	Согласно указаниям п. 3.7
5. Расположение высокопрочной проволоки попарно вплотную без зазора	Продольная арматура	B-II, Bp-II	m_{a5}	0,85
6. Отгиб напрягаемой арматуры на угол до 45° вокруг штыря диаметром менее 8 d	Отогнутая напрягаемая арматура при расчете на изгиб на участке длиной 5 d в каждую сторону от места перегиба	A-IIIв, A-IV, A-V, Ат-IV, Ат-V, Атп-V, K-7, B-II, Bp-II	m_{a6}	1—0,005α, где α — угол наклона (град) отогнутой арматуры к продольной оси элемента

Примечание. Коэффициенты m_{a1} и m_{a2} по поз. 1 и 2 настоящей таблицы учитываются только при расчете на выносливость; для арматуры, имеющей сварные соединения, эти коэффициенты учитываются одновременно.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) на действие поперечных сил $R_{а.х}$ снижается путем умножения на следующие коэффициенты условий работы $m_{а.х}$, учитывающие особенности работы такой арматуры:

а) независимо от вида и класса арматуры — коэффициент $m_{а.х}=0{,}8$, учитывающий неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения;

кроме того, при применении:

б) стержневой арматуры класса А-III диаметром менее $^1/_3$ диаметра продольных стержней и проволочной арматуры классов В-I и Вр-I в сварных каркасах — коэффициент $m_{а.х}=0{,}9$, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения;

в) проволочной арматуры класса В-I в вязаных каркасах — коэффициент $m_{а.х}=0{,}75$, учитывающий ее пониженное сцепление с бетоном.

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) с учетом указанных выше коэффициентов условий работы арматуры $R_{а.х}$ приведены в табл. 20 и 21. Кроме того, расчетные сопротивления $R_а$, $R_{а.с}$ и $R_{а.х}$ в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы согласно табл. 22.

2.26(2.30). Длина зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ для напрягаемой арматуры без анкеров определяется по формуле

$$l_{п.н}=\left(m_{п.н}\frac{\sigma_{п.н}}{R_0}+\Delta\lambda_{п.н}\right)d, \qquad (20)$$

где $m_{п.н}$ и $\Delta\lambda_{п.н}$ принимаются по табл. 23.

Таблица 23(28)

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм	Коэффициенты для определения длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ напрягаемой арматуры, применяемой без анкеров	
		$m_{п.н}$	$\Delta\lambda_{п.н}$
1. Стержневая арматура периодического профиля независимо от класса	Независимо от диаметра	0,3	10
2. Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,8	40
	4	1,8	50
	3	1,8	60
3. Арматурные канаты класса К-7	15	1,25	25
	12	1,4	25
	9	1,6	30
	7,5—4,5	1,8	40

Величина $\sigma_{п\,н}$ в формуле (20) принимается равной большему из значений R_a и σ_0 с учетом первых потерь по поз. 1—5 табл. 4.

При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для стержневой арматуры периодического профиля значения $m_{п\cdot н}$ и $\Delta\lambda_{п\,н}$ увеличиваются в 1,25 раза. При диаметре стержней более 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

В элементах конструкций, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха ниже минус 40°С, величина $\Delta\lambda_{п.н}$ увеличивается в 2 раза.

Для стержневой арматуры периодического профиля всех классов величина $l_{п\,н}$ принимается не менее $15d$.

Начало зоны передачи напряжений при мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для проволочной арматуры (за исключением высокопрочной проволоки класса Вр-II с внутренними анкерами по длине заделки) принимается на расстоянии 0,25 $l_{п.н}$ от торца элемента.

2.27(2.31). Величины модуля упругости арматуры E_a принимаются по табл. 24

Таблица 24(29)

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_a, кгс/см²	Класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_a, кгс/см²
A-I, A-II . .	2 100 000		
A-III, A-IV, A-IIIв	2 000 000	B-I, B-II, Bp-II	2 000 000
A-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, Атп-V	1 900 000	K-7	1 800 000
		Bp-I	1 700 000

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

3.1. С целью учета влияния вероятной длительности действия нагрузок на прочность бетона расчет железобетонных элементов по прочности в общем случае производится:

а) на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность действия которых мала (ветровые нагрузки, крановые нагрузки, нагрузки от транспортных средств; нагрузки, возникающие при транспортировании и возведении и т. п.), а также на действие особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих вечномерзлых и тому подобных грунтов; в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению ($R_{пр}$ и $R_р$) принимаются по табл. 12 при $m_{б1}=0{,}85$;

б) на действие всех нагрузок, в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению ($R_{пр}$ и $R_р$) принимаются по табл. 12 при $m_{б1}=1{,}1$.

Если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности окружающего воздуха выше 75%, см. п. 1.6), расчет по случаю «а» можно производить при $m_{б1}=1$.

При расчете прочности в стадии изготовления коэффициент $m_{б1}$ принимается равным единице.

Условие прочности должно удовлетворяться при расчете как по случаю «а», так и по случаю «б».

При отсутствии нагрузок с малой суммарной длительностью действия, а также аварийных нагрузок расчет прочности производится только по случаю «а».

При наличии нагрузок с малой суммарной длительностью действия или аварийных нагрузок расчет производится только по случаю «б», если выполняется условие

$$P_I < 0{,}77\,P_{II}, \qquad (21)$$

где P_I и P_{II} — усилия (моменты или силы) соответственно от нагрузок, используемых при расчете по случаю «а» и по случаю «б»; при расчете сечений, нормальных к продольной оси внецентренно нагруженного элемента, P_I и P_{II} — моменты внешних сил относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или наименее сжатый) стержень арматуры.

Допускается производить расчет только по случаю «б» и при невыполнении условия 21, вводя в расчетное сопротивление бетона $R_{пр}$ и $R_р$ (при $m_{б1}=1$) коэффициент $m_{б.д}=0{,}85\,P_{II}/P_I \leqslant 1{,}1$.

Для конструкций, эксплуатируемых в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона, условие (21) приобретает вид $P_I<0{,}9\,P_{II}$, а коэффициент $m_{б.д}$ принимают равным $m_{б.д}=P_{II}/P_I$.

Для внецентренно сжатых элементов, рассчитываемых по недеформированной схеме, значения P_I и P_{II} можно определять без учета прогиба элемента.

Примечание. Если при учете особых нагрузок вводится дополнительный коэффициент условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), коэффициент $m_{б1}$ принимается равным единице.

3.2(3.9). Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления; при наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной, наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, должен производиться расчет на местное действие нагрузки (смятие бетона, в том числе под анкерами напрягаемой арматуры, продавливание, отрыв), выполняемый в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

При напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, расчет элементов по прочности производится по специальным указаниям.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

3.3(3.11). Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости граней элемента, должен производиться согласно пп. 3.6—3.16 в зависимости от соотношения между относительной высотой сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ определяемой из условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R (см. п. 3.6), при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_a.

Примечание. Если часть арматуры A с условным пределом текучести (см. п. 2.16) применяется без предварительного напряжения, то расчет по вышеуказанным пунктам производят, учитывая следующее:

величина F_a заменяется на $F_{a\,y}$ — суммарную площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры A с условным пределом текучести, при этом в значении F_a учитывается только ненапрягаемая арматура с физическим пределом текучести;

предварительное напряжение σ_0 в арматуре с площадью сечения $F_{a\,y}$ принимается равным усредненному его значению $\sigma_{0\,y} = \sigma_0 \frac{F_a}{F_{a.\,y}}$.

3.4(3.18). Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производиться как для внецентренно сжатых элементов согласно п. 3.49, принимая величину продольной силы $N=0$ и подставляя вместо Ne_0 значение изгибающего момента M.

3.5. Расчет нормальных сечений, не оговоренных в пп. 3.3 и 3.4, а также в п. 3.17, следует производить по формулам общего случая расчета нормального сечения изгибаемого элемента согласно п. 3.18.

При расчете элемента с применением ЭВМ во всех случаях рекомендуется пользоваться п. 3.18.

3.6(3.12). Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{\sigma_c}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}, \qquad (22)$$

где ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона;

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008\,R_{пр}\,, \qquad (23)$$

здесь $R_{пр}$ — в кгс/см²;

σ_s —предельное напряжение, кгс/см², в арматуре сжатой зоны, принимаемое для всех видов арматуры равным:

5000 — при использовании коэффициента условий работы бетона $m_{б1}=0{,}85$ (см. п. 3.1);

4000 — при использовании коэффициента $m_{б1}=1$ или $m_{б1}=1{,}1$;

σ_A — напряжение, кгс/см², в арматуре растянутой зоны, принимаемое равным:

для арматуры с условным пределом текучести (см. п. 2.16)

$$\sigma_A = R_a + 4000 - \sigma_0\,;$$

для арматуры с физическим пределом текучести

$$\sigma_A = R_a - \sigma_0,$$

σ_0 — определяется при коэффициенте $m_т$ (см. п. 1.24) меньшем единицы.

При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры σ_A определяется по напрягаемой арматуре. При напрягаемой арматуре разных классов допускается принимать наибольшее значение σ_A.

Для некоторых классов арматуры значения ξ_R приведены в табл. 25.

3.7(3.13). При расчете по прочности железобетонных элементов, если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, расчетное сопротивление арматуры R_a должно быть умножено на коэффициент условий работы m_{a4}, определяемый по формуле

$$m_{a\,4} = \overline{m}_{a\,4} - (\overline{m}_{a\,4} - 1)\ \xi/\xi_R\,, \qquad (24)$$

где $\overline{m}_{a4}$ — максимальное значение коэффициента m_{a4}, принимаемое равным для арматуры:

классов А-IV и Ат-IV	— 1,2;
классов А-V, Ат-V, Атп-V, В-II, Вр-II и К-7	— 1,15;
класса Ат-VI	— 1,1;
прочих классов	— 1;

$\xi = \dfrac{x}{h_0}$, где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая согласно пп. 3.9, 3.13, а при наличии продольной силы — согласно пп. 3.47, 3.48, 3.56; при этом значение R_a допускается принимать без учета коэффициента m_{a4};

ξ_R — см. п. 3.6.

Коэффициент условий работы $m_{a4}(m_{a4})$ не следует учитывать для арматуры элементов:

рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки;

армированных высокопрочной проволокой, расположенной вплотную (без зазоров);

эксплуатируемых в агрессивной среде, а также в зоне передачи напряжений (см. п. 2.26).

Таблица 25

Коэффициент условий работы бетона, $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_0}{R_a}$	Значения ξ_R и A_R для бетона марок									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
0,85	А-IIIв	ξ_R	1	0,79	0,77	0,76	0,75	0,73	0,71	0,7	0,68	0,66	0,64
			0,6	0,72	0,7	0,68	0,67	0,65	0,63	0,62	0,6	0,58	0,56
			0,4	0,69	0,67	0,65	0,64	0,62	0,6	0,59	0,57	0,54	0,52
		A_R	1	0,48	0,47	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,45	0,44	0,44
			0,6	0,46	0,45	0,45	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,4
			0,4	0,45	0,44	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,41	0,4	0,39
	А-IV и Ат-IV	ξ_R	1	0,64	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48
			0,6	0,59	0,57	0,55	0,54	0,52	0,5	0,49	0,47	0,45	0,43
			0,4	0,57	0,55	0,53	0,51	0,5	0,48	0,47	0,45	0,43	0,41
		A_R	1	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,4	0,4	0,39	0,38	0,37
			0,6	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34
			0,4	0,41	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,36	0,35	0,33	0,32
	А-V Ат-V и Атп-V	ξ_R	1	0,64	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48
			0,6	0,58	0,56	0,54	0,52	0,51	0,49	0,48	0,46	0,43	0,42
			0,4	0,55	0,53	0,51	0,50	0,48	0,46	0,45	0,43	0,41	0,39
		A_R	1	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,4	0,4	0,39	0,38	0,37
			0,6	0,41	0,4	0,39	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33
			0,4	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,35	0,34	0,32	0,31

Продолжение табл. 25

Коэффициент условий работы бетона, $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_0}{R_a}$	Значения ξ_R и A_R для бетона марок									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
0,85	Ат-VI	ξ_R	1	0,64	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48
			0,6	0,56	0,54	0,52	0,51	0,49	0,47	0,46	0,44	0,42	0,4
			0,4	0,53	0,51	0,49	0,48	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37
		A_R	1	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,4	0,4	0,39	0,38	0,37
			0,6	0,4	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,36	0,34	0,33	0,32
			0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,34	0,33	0,31	0,3
	К-7 (∅ 12, ∅ 15) В-II (∅ 5, ∅ 6) Вр-II (∅ 4, ∅ 5)	ξ_R	1	0,64	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48
			0,6	0,54	0,52	0,5	0,48	0,47	0,45	0,44	0,42	0,4	0,38
			0,4	0,49	0,48	0,46	0,44	0,43	0,41	0,4	0,38	0,36	0,34
		A_R	1	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,4	0,4	0,39	0,38	0,37
			0,6	0,39	0,38	0,37	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31
			0,4	0,37	0,36	0,35	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,29	0,28
1 и 1,1	А-IIIв	ξ_R	1	0,77	0,75	0,73	0,71	0,7	0,68	0,66	0,63	0,61	0,58
			0,6	0,68	0,66	0,64	0,62	0,6	0,58	0,56	0,53	0,5	0,48
			0,4	0,64	0,62	0,6	0,58	0,56	0,54	0,52	0,49	0,46	0,44
		A_R	1	0,47	0,47	0,46	0,46	0,45	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41
			0,6	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,36
			0,4	0,44	0,43	0,42	0,41	0,4	0,39	0,39	0,37	0,36	0,34

Продолжение табл. 25

Коэффициент условий работы бетона $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_0}{R_a}$	Значение ξ_R и A_R для бетона марок									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
1 и 1,1	А-IV и Ат-IV	ξ_R	1	0,59	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,42	0,39
			0,6	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,43	0,41	0,39	0,36	0,34
			0,4	0,5	0,48	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39	0,36	0,34	0,32
		A_R	1	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32
			0,6	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,31	0,3	0,28
			0,4	0,38	0,37	0,36	0,34	0,34	0,32	0,31	0,3	0,28	0,27
	А-V, Ат-V и Атп-V	ξ_R	1	0,59	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,42	0,39
			0,6	0,52	0,49	0,47	0,45	0,44	0,42	0,4	0,37	0,35	0,33
			0,4	0,48	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,3
		A_R	1	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32
			0,6	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32	0,3	0,29	0,27
			0,4	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32	0,31	0,3	0,29	0,27	0,25
	Ат-VI	ξ_R	1	0,59	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,42	0,39
			0,6	0,5	0,48	0,46	0,44	0,42	0,4	0,39	0,36	0,34	0,31
			0,4	0,46	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,35	0,33	0,3	0,28

Продолжение табл. 25

Коэффициент условий работы бетона, $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_0}{R_а}$	Значения ξ_R и A_R для бетона марок									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
1 и 1,1	Ат-VI	A_R	1	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32
			0,6	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,3	0,28	0,26
			0,4	0,36	0,34	0,33	0,32	0,31	0,3	0,29	0,27	0,26	0,24
	К-7 (∅ 12, ∅ 15) В-II (∅ 5, ∅ 6) Вр-II (∅ 4, ∅ 5)	ξ_R	1	0,59	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,42	0,39
			0,6	0,47	0,45	0,43	0,41	0,39	0,38	0,36	0,34	0,31	0,29
			0,4	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26
		A_R	1	0,42	0,41	0,4	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32
			0,6	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32	0,3	0,3	0,28	0,26	0,25
			0,4	0,34	0,32	0,31	0,3	0,29	0,28	0,27	0,25	0,24	0,22

σ_0 — предварительное напряжение при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы (см. п. 1.24).

Примечания: 1. При подборе арматуры, когда неизвестно напряжение σ_0, допускается значение ξ_R и A_R определять при $\sigma_0/R_а=0{,}6$.

2. При использовании коэффициентов $m_б$ из табл. 13 не допускается применение табличных значений ξ_R и A_R.

3. При использовании коэффициента $m_{б.д}$ согласно п. 3.1 табличные значения ξ_R и A_R принимаются при $m_{б1}=1$.

$$A_R = \xi_R (1 - 0{,}5\,\xi_R), \quad \xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{\sigma_в}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}.$$

При наличии сварных стыков в зоне элемента с изгибающими моментами, превышающими 0,9 $M_{макс}$ (где $M_{макс}$ — максимальный расчетный момент), значение коэффициента m_{a4} для арматуры классов А-IV и А-V принимается не более 1,1.

3.8. (3.14). Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от действия внешних сил зоне и имеющая сцепление с бетоном, вводится в расчет с напряжением σ_c, равным $(\sigma_\varepsilon - \sigma_0')$ кгс/см², (где σ_0' — определяется при коэффициенте $m_т$, большем единицы, σ_ε — см п. 3.6), но не более $R_{а\cdot с}$.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ

3.9.(3.15). Расчет прямоугольных сечений, указанных в п. 3.3. (рис. 5), производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{m_{a4} R_а F_н + R_а F_а - R_{а.с} F_а' - \sigma_с F_н'}{R_{пр} b} : \qquad (25)$$

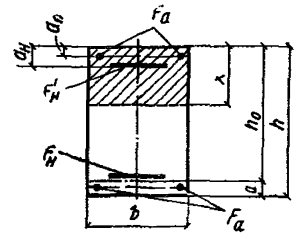


Рис. 5. Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ из условия

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + \\ + \sigma_с F_н' (h_0 - a_н') ; \qquad (26)$$

б) при $\xi > \xi_R$ из условия

$$M \leqslant \frac{A_R + A_0}{2} R_{пр} b h_0^2 + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + \\ + \sigma_с F_н' (h_0 - a_н') . \qquad (27)$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны классов А-IIIв и А-III значение $\frac{A_R + A_0}{2}$ в условии (27) заменяется на A_R.

В условии (27) значения A_R и A_0 вычисляются по формулам:

$$A_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R) ,$$

$$A_0 = \xi (1 - 0{,}5 \xi)$$

или находятся по табл. 25 и 26; ξ_R — см. п. 3.6

Таблица 26

Значения ξ, v и A_0

ξ	v	A_0	ξ	v	A_0	ξ	v	A_0
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,6	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,0	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	—	—	—

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения

$$\xi = \frac{m_{a\,4} R_a F_н + R_a F_a - R_{a.c} F'_a - \sigma_c F'_н}{R_{пр} b h_0};$$

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) - \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н)}{R_{пр} b h_0^2};$$

$$A_0 = \xi (1 - 0{,}5\,\xi); \quad v = 1 - 0{,}5\,\xi.$$

При большом количестве в растянутой зоне ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (см. п. 2.16) (при $R_a F_a > 0{,}2\, R_a F_н$) и напрягаемой арматуре с условным пределом текучести в условии (27) величину $\frac{A_R + A_0}{2}$ следует заменить на A_R, а при напрягаемой арматуре с физическим пределом текучести значения ξ_R и A_R определяются по ненапрягаемой арматуре. В этих случаях, если $\xi > \xi_R$, несущую способность сечения при

необходимости можно несколько увеличить, производя расчет по формулам общего случая согласно п. 3.18.

Значение ξ при сопоставлении его с ξ_R допускается определять при $m_{a4}=1$.

Если из формуы (25) $x<0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \leqslant (\overline{m}_{a\,4}\, R_a\, F_н + R_a\, F_a)\ (h_0 - a'_a)\ , \qquad (28)$$

где $\overline{m}_{a4}$ — см. п. 3.7.

3.10(3.17). Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leqslant \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в том случае, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

3.11. Продольная арматура A при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$A_0 = \frac{M}{R_{пр}\, b\, h_0^2}\ . \qquad (29)$$

Если $A_0 \leqslant A_R$ (см. табл. 25), то сжатой ненапрягаемой арматуры по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной ненапрягаемой растянутой арматуре F_a (например, принятой из конструктивных соображений) определяется по формуле

$$F_н = \frac{M - R_a\, F_a\, v\, h_0}{m_{a\,4}\, R_a\, v\, h_0}\ , \qquad (30)$$

где значение v и значение ξ, необходимое для вычисления m_{a4} (см. п. 3.7), определяются по табл. 26 в зависимости от A_0.

Если $A_0 > A_R$, то требуется увеличить сечение или повысить марку бетона или установить сжатую ненапрягаемую арматуру согласно п. 3.12.

Примечание. При ненапрягаемой арматуре с физическим пределом текучести, когда выполняется условие $R_a\, F_a > 0{,}2\, R_a F_н$, значения ξ_R и A_R определяются по ненапрягаемой арматуре.

3.12. Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной напрягаемой арматуре A' (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле

$$F'_a = \frac{M - \sigma_c\, F'_н\, (h_0 - a'_н) - A_R\, R_{пр}\, b\, h_0^2}{R_{a.\,c}\ (h_0 - a'_a)}\ . \qquad (31)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры близка к ее значению F'_a, вычисленному по формуле (31), то требуемая

площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется по формуле

$$F_{н} = \frac{\xi_R R_{пр} b h_0 + \sigma_c F'_{н} + R_{а.с} F'_{а} - R_{а} F_{а}}{R_{а}}, \qquad (32)$$

где ξ_R — см. п. 3.6, а также примечание к п. 3.11.

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры $F'_{а}$ значительно превышает ее требуемое значение из формулы (31), то площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется с учетом фактического значения $F'_{а}$.

В любом случае при наличии учитываемой в расчете арматуры A' площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле

$$F_{н} = \frac{\xi R_{пр} b h_0 + \sigma_c F'_{н} + R_{а.с} F'_{а} - R_{а} F_{а}}{m_{а4} R_{а}}, \qquad (33)$$

где ξ — определяется по табл. 26 в зависимости от значения

$$A_0 = \frac{M - R_{а.с} F'_{а} (h_0 - a'_{а}) - \sigma_c F'_{н} (h_0 - a'_{н})}{R_{пр} b h_0^2}, \qquad (34)$$

которое должно удовлетворять условию $A_0 \leqslant A_R$ (см. табл. 25); $m_{а4}$ — см. п. 3.7.

Если $A_0 < 0$, значение $F_{н}$ определяется по формуле

$$F_{н} = \frac{M - R_{а} F_{а} (h_0 - a'_{а})}{m_{а4} R_{а} (h_0 - a'_{а})}. \qquad (35)$$

ТАВРОВЫЕ И ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ

3.13(3.16). Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т. п.) и указанных в п. 3.3, должен производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны:

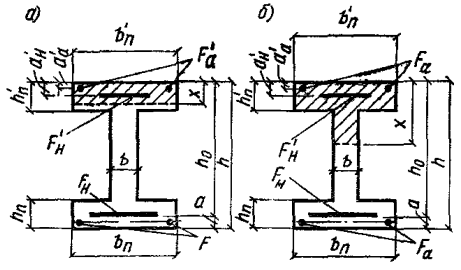


Рис. 6. Форма сжатой зоны в двутавровом поперечном сечении железобетонного элемента

а — при расположении границы сжатой зоны в полке; *б* — то же, в ребре

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 6,*а*), т. е. соблюдается условие

$$m_{а4} R_{а} F_{н} + R_{а} F_{а} \leqslant R_{пр} b'_{п} h'_{п} + R_{а.с} F'_{а} + \sigma_c F'_{н}, \qquad (36)$$

то расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$ в соответствии с указаниями п. 3.9;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 6,*б*), т. е. условие (36) не соблюдается, расчет производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{m_{a4} R_a F_н + R_a F_a - R_{a.c} F'_a - \sigma_c F'_н - R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{R_{пр} b}; \quad (37)$$

при $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ из условия

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5 h'_п) + \\ + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) + \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н); \quad (38)$$

при $\xi > \xi_R$ из условия

$$M \leqslant \frac{A_0 + A_R}{2} R_{пр} b h_0^2 + R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5 h'_п) + \\ + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) + \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н); \quad (39)$$

при напрягаемой арматуре растянутой зоны классов А-IIIв и А-III значение $\frac{A_R + A_0}{2}$ в условии (39) заменяется на A_R;

A_R и A_0 — см. п. 3.9 или табл. 25 и 26.

Значение ξ при его сопоставлении с ξ_R допускается определять при $m_{a4} = 1$.

При большом количестве в растянутой зоне ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (когда $R_a F_a > 0{,}2 R_a F_н$) следует учитывать указания п. 3.9. Кроме того, следует учитывать указание п. 3.10.

Примечания. 1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h'_п$ равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки $b'_п$, вводимая в расчет, не должна превышать величин, указанных в п. 3.16.

3.14. Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$F'_a = \frac{M - \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н) - A_R R_{пр} b h_0^2}{R_{a.c} (h_0 - a'_a)} - \\ - \frac{R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5 h'_п)}{R_{a.c} (h_0 - a'_a)}, \quad (40)$$

где A_R определяется по формуле

$$A_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R)$$

или по табл. 25; ξ_R — см. п. 3.6.

При этом, если $\xi_R \leqslant h'_п/h_0$, значение $F'_а$ определяется как для прямоугольных сечений шириной $b=b'_п$ согласно п. 3. 12.

3.15. Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$M \leqslant R_{пр}\, b'_п\, h'_п\, (h_0 - 0{,}5\, h'_п) + R_{а.\,с}\, F'_а\, (h_0 - a'_а) + \\ + \sigma_с\, F'_н\, (h_0 - a'_н)\,, \qquad (41)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$ в соответствии с указаниями пп. 3. 11 и 3. 12;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (41) не соблюдается, площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$F_н = \frac{\xi\, R_{пр}\, b\, h_0 + R_{пр}\, (b'_п - b)\, h'_п + R_{а.\,с}\, F'_а + \sigma_с\, F'_н - R_а\, F_а}{m_{а\,4}\, R_а}, \qquad (42)$$

где ξ — определяется по табл. 26 в зависимости от значения

$$A_0 = \frac{M - R_{пр}(\, b'_п - b)\, h'_п\, (h_0 - 0{,}5\, h'_п\,) - R_{а.с}\, F'_а\, (h_0 - a'_а)}{R_{пр}\, b\, h_0^2} - \\ - \frac{\sigma_т\, F'_н\, (h_0 - a'_н\,)}{R_{пр}\, b\, h_0^2}\,; \qquad (43)$$

$m_{а4}$ — см. п. 3.7.

При этом должно удовлетворяться условие $A_0 \leqslant A_R = \xi_R\, (1 - 0{,}5\, \xi_R)$,

где ξ_R и A_R — см. п. 3.6 и табл. 25, а также примечание к п. 3.11.

3.16(3.16). Вводимая в расчет ширина сжатой полки $b_п$ принимается из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_п > 0{,}1\, h$ — $^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, бо́льших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_п \leqslant 0{,}1\, h$ — $6\, h'_п$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_п > 0{,}1\, h$ — $6\, h'_п$;

при $0{,}05\, h \leqslant h'_п < 0{,}1\, h$ — $3\, h'_п$;

при $h'_п < 0{,}05\, h$ — свесы не учитываются.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 3. Дано: размеры сечения $b=30$ см, $h=70$ см, $a=5$ см; нагрузки с малой суммарной длительностью отсутствуют; бетон марки М 300 ($R_{пр}=115$ кгс/см² при $m_{б1}=0{,}85$); предварительно-напряженная арматура A класса A-IV ($R_а=5000$ кгс/см²); площадь

ее сечения $F_н = 18{,}47$ см² (3Ø28); предварительное напряжение в напрягаемой арматуре (с учетом всех потерь при $m_т < 1$) $\sigma_0 = 3500$ кгс/см²; ненапрягаемая арматура A класса A-III ($R_а = 3400$ кгс/см²), площадь ее сечения $F_а = 2{,}36$ см² (3Ø10); изгибающий момент $M = 50$ тс·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 70 - 5 = 65$ см.

Из формулы (25) определим значение $\xi = \frac{x}{h_0}$ без учета коэффициента $m_{а4}$.

$$\xi = \frac{R_а F_н + R_а F_а}{R_{пр} b h_0} = \frac{5000 \cdot 18{,}47 + 3400 \cdot 2{,}36}{115 \cdot 30 \cdot 65} = 0{,}447.$$

Из табл. 25 при $m_{б1} = 0{,}85$, классе арматуры A-IV, марке бетона М 300 и $\sigma_0 / R_а = 3500/5000 = 0{,}7$ находим значение $\xi_R = 0{,}565$

Поскольку $\xi = 0{,}447 < \xi_R = 0{,}565$, расчет ведем из условия (26) с учетом коэффициента $m_{а4}$, определяемого по формуле (24) при $\bar{m}_{а4} = 1{,}2$:

$$m_{а\,4} = \bar{m}_{а\,4} - (\bar{m}_{а\,4} - 1)\,\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - 0{,}2\,\frac{0{,}447}{0{,}565} = 1{,}042,$$

Высота сжатой зоны x:

$$x = \frac{m_{а\,4} R_а F_н + R_а F_а}{R_{пр} b} =$$

$$= \frac{1{,}042 \cdot 5000 \cdot 18{,}47 + 3400 \cdot 2{,}36}{115 \cdot 30} = 30{,}2 \text{ см};$$

$$R_{пр} b x\,(h_0 - 0{,}5x) = 115 \cdot 30 \cdot 30{,}2\,(65 - 0{,}5 \cdot 30{,}2) =$$

$$= 5\,200\,000 \text{ кгс·см} = 52 \text{ тс·м} > M = 50 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 4. Дано: размеры сечения $b = 30$ см, $h = 70$ см, $a = 5$ см; $a'_н = 3$ см; бетон марки М 400 ($R_{пр} = 150$ кгс/см² при $m_{б1} = 0{,}85$); предварительно-напряженная арматура класса Вр-II диаметром 5 мм ($R_а = 10\,300$ кгс/см²); ненапрягаемая арматура класса A-III ($R_а = 3400$ кгс/см²); предварительное напряжение с учетом всех потерь для арматуры A равно: $\sigma_0 = 7000$ кгс/см², а для арматуры A' равно: $\sigma'_0 = 8000$ кгс/см²; натяжение арматуры механическое; площадь сечения арматуры A: $F_н = 15{,}7$ см² (80Ø5) и $F_а = 2{,}36$ см² (3Ø10), арматура A': $F'_н = 3{,}92$ см² (20Ø5); изгибающий момент $M = 65$ тс·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 70 - 5 = 65$ см.

Определяем напряжение в предварительно-напряженной арматуре сжатой зоны $\sigma_с$ согласно п. 3.8, принимая в соответствии с п. 1.24 $m_т = 1{,}1$.

Так как $m_{б1} = 0.85$, принимаем $\sigma_в = 5000$ кгс/см² (п. 3.6).

$$\sigma_с = \sigma_в - \sigma'_0 = 5000 - 1{,}1 \cdot 8000 = -3800 \text{ кгс/см}^2.$$

Из формулы (25) определим значение $\xi = x/h_0$ без учета коэффициента m_{a4}:

$$\xi = \frac{R_a F_н + R_a F_a - \sigma_c F'_н}{R_{пр} b h_0} =$$

$$= \frac{10300 \cdot 15{,}7 + 3400 \cdot 2{,}36 + 3800 \cdot 3{,}92}{150 \cdot 30 \cdot 65} = 0{,}631.$$

Напряжение σ_0 в напрягаемой арматуре A с учетом коэффициента $m_т = 0{,}9$ равно: $\sigma_0 = 0{,}9 \cdot 7000 = 6300$ кгс/см².

Из табл. 25 при $m_{б1} = 0{,}85$, классе арматуры Вр-II, марке бетона М 400 и $\sigma_0/R_a = 6300/10300 = 0{,}61$ находим значение $\xi_R = 0{,}473$.

Так как $\xi = 0{,}631 > \xi_R = 0{,}473$, прочность сечения проверяем из условия (27).

Из табл. 26 при $\xi = 0{,}631$ находим $A_0 = 0{,}432$.

Из табл. 25 находим $A_R = 0{,}361$.

$$\frac{A_R + A_0}{2} R_{пр} b h_0^2 + \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н) =$$

$$= \frac{0{,}361 + 0{,}432}{2} 150 \cdot 30 \cdot 65^2 - 3800 \cdot 3{,}92 (65 - 3) =$$

$$= 6\,625\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 66{,}25 \text{ тс} \cdot \text{м} > M = 65 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 5. Дано: размеры сечения $b = 30$ см, $h = 70$ см, $a = a'_a = 5$ см; бетон марки М 300 ($R_{пр} = 115$ кгс/см² при $m_{б1} = 0{,}85$); предварительно-напряженная арматура A класса А-IV ($R_a = 5000$ кгс/см²), ненапрягаемая арматура A' класса А-III ($R_a = 3400$ кгс/см²) площадью сечения $F'_a = 8{,}04$ см² (Ø32), изгибающий момент $M = 50$ тс·м.

Требуется определить площадь сечения продольной напрягаемой арматуры.

Расчет. $h_0 = 70 - 5 = 65$ см.

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяем согласно п. 3. 12.

По формуле (34) вычисляем значение A_0:

$$A_0 = \frac{M - R_{а.с} F'_a (h_0 - a'_a)}{R_{пр} b h_0^2} = \frac{5\,000\,000 - 3400 \cdot 8{,}04 (65 - 5)}{115 \cdot 30 \cdot 65^2} =$$

$$= 0{,}231.$$

Из табл. 25 при $m_{б1} = 0.85$, классе арматуры А-IV, марке бетона М300, принимая согласно примечанию $\sigma_a/R_a = 0{,}6$, находим значения $\xi_R = 0{,}55$ и $A_R = 0{,}4$.

Поскольку $A_0 = 0.231 < A_R = 0{,}4$, площадь сечения $F_н$ определяем по формуле (33).

Из табл. 26 по значению $A_0 = 0{,}231$ находим величину $\xi = 0{,}266$.

По формуле (24) определяем коэффициент m_{a4} при $\overline{m}_{a4} = 1{,}2$:

$$m_{a4} = \overline{m}_{a4} - (\overline{m}_{a4} - 1) \frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - 0{,}2 \cdot \frac{0{,}266}{0{,}55} = 1{,}103.$$

Отсюда

$$F_{\text{н}} = \frac{\xi R_{\text{пр}} b h_0 + R_{\text{а. с}} F'_{\text{а}}}{m_{\text{а 4}} R_{\text{а}}} = \frac{0{,}266 \cdot 115 \cdot 30 \cdot 65 + 3400 \cdot 8{,}04}{1{,}103 \cdot 5000} =$$

$$= 15{,}75 \text{ см}^2.$$

Принимаем в сечении 2Ø25+Ø28 ($F_{\text{н}} = 15{,}98$ см^2).

ТАВРОВЫЕ И ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ

Пример 6. Дано: размеры сечения $b'_{\text{п}} = 112$ см, $h'_{\text{п}} = 3$ см, $b = 10$ см, $h = 30$ см, $a = 3$ см; бетон марки М 300 ($R_{\text{пр}} = 115$ кгс/см^2 при $m_{б1} = 0{,}85$); предварительно-напряженная арматура A класса A-IV ($R_{\text{а}} = 5000$ кгс/см^2); изгибающий момент $M = 2{,}3$ тс·м.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет. $h_0 = 30 - 3 = 27$ см.

Расчет ведем согласно указаниям п. 3. 15 в предположении, что сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Проверяем условие (41):

$$R_{\text{пр}} b'_{\text{п}} h'_{\text{п}} (h_0 - 0{,}5 h'_{\text{п}}) = 115 \cdot 112 \cdot 3 \ (27 - 0{,}5 \cdot 3) = 985\,000 \text{ кгс·см} =$$

$$= 9{,}85 \text{ тс·м} > M = 2{,}3 \text{ тс·м},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_{\text{п}} = 112$ см согласно п. 3. 11.

Определяем значения A_0 по формуле (29):

$$A_0 = \frac{M}{R_{\text{пр}} b h_0^2} = \frac{230\,000}{115 \cdot 112 \cdot 27^2} = 0{,}0245.$$

Из табл. 25 при $m_{б1} = 0{,}85$, классе арматуры A-IV, марке бетона М 300, принимая согласно примечанию $\sigma_0 / R_{\text{а}} = 0{,}6$, находим $A_R = 0{,}4$ и $\xi_R = 0{,}55$.

Так как $A_0 = 0{,}0245 < A_R = 0{,}4$, сжатой арматуры не требуется, и площадь сечения арматуры A вычисляем по формуле (30). Для этого по табл. 26 при $A_0 = 0{,}0245$ находим $v = 0{,}988$ и $\xi = 0{,}0245$. По формуле (24) определяем коэффициент $m_{\text{а4}}$ при $\bar{m}_{\text{а4}} = 1{,}2$

$$m_{\text{а 4}} = \bar{m}_{\text{а 4}} - (\bar{m}_{\text{а 4}} - 1) \ \xi / \xi_R = 1{,}2 - 0{,}2 \ \frac{0{,}0245}{0{,}55} = 1{,}19.$$

Тогда при $F_{\text{а}} = 0$

$$F_{\text{н}} = \frac{M}{m_{\text{а 4}} R_{\text{а}} v h_0} = \frac{230\,000}{1{,}19 \cdot 5000 \cdot 0{,}988 \cdot 27} = 1{,}46 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1Ø14 ($F_{\text{н}} = 1{,}54$ см^2).

Пример 7. Дано: размеры сечения $b'_{\text{п}} = 28$ см, $h'_{\text{п}} = 20$ см, $b = 8$ см, $h = 90$ см, $a = 7{,}2$ см; $a' = 4$ см; бетон марки М 400 ($R_{\text{пр}} = 150$ кгс/см^2 при $m_{б1} = 0{,}85$); предварительно-напря-

женная арматура A класса A-IV ($R_a = 5000$ кгс/см²) площадью сечения $F_н = 20{,}36$ см² (8Ø18); ненапрягаемая арматура A' класса A-III ($R_{a\,c} = 3400$ кгс/см²) площадью сечения $F'_a = 2{,}26$ см² (2Ø12); с учетом всех потерь при $m_т < 1$ предварительное напряжение арматуры A $\sigma_0 = 2840$ кгс/см², изгибающий момент $M = 78$ тс·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 90 - 7.2 = 82{,}8$ см.

Проверяем условие (36), принимая в первом приближении $m_{a4} = 1$:

$$R_{пр}\, b'_п\, h'_п + R_{a.\,c}\, F'_a = 150 \cdot 28 \cdot 20 + 3400 \cdot 2{,}26 =$$

$$= 91700 \text{ кгс} < R_a\, F_н = 5000 \cdot 20{,}36 = 101\,800 \text{ кгс},$$

т. е. условие (36) не соблюдается; при $m_{a4} > 1$ это условие тем более не будет соблюдаться и, следовательно, граница сжатой зоны проходит в ребре, а прочность сечения проверяем согласно п. 3. 13б.

Из формулы (37) определим значение $\xi = x/h_0$ при $m_{a4} = 1$:

$$\xi = \frac{R_a\, F_н - R_{a.\,c}\, F'_a - R_{пр}\,(b'_п - b)\, h'_п}{R_{пр}\, b\, h_0} =$$

$$= \frac{101\,800 - 3400 \cdot 2{,}26 - 150\,(28 - 8)\,20}{150 \cdot 8 \cdot 82{,}8} = 0{,}343.$$

Из табл. 25 при $m_{б1} = 0{,}85$, классе арматуры A-IV, марке бетона М400 и $\sigma_0/R_a = 2840/5000 = 0{,}568$ находим назначение $\xi_R = 0{,}515$.

Поскольку $\xi = 0{,}343 < \xi_R = 0{,}515$, расчет ведем из условия (38) с учетом коэффициента m_{a4}, определяемого по формуле (24) при $\bar{m}_{a4} = 1{,}2$:

$$m_{a\,4} = \bar{m}_{a\,4} - (\bar{m}_{a\,4} - 1)\,\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - 0{,}2\,\frac{0{,}343}{0{,}515} = 1{,}067.$$

Высота сжатой зоны равна:

$$x = \frac{m_{a\,4}\, R_a\, F_н - R_{a.\,c}\, F'_a - R_{пр}\,(b'_п - b)\, h'_п}{R_{пр}\, b} =$$

$$= \frac{1{,}067 \cdot 101\,800 - 3400 \cdot 2{,}26 - 150\,(28 - 8) \cdot 20}{150 \cdot 8} = 34{,}2 \text{ см}.$$

$$R_{пр}\, b\, x\,(h_0 - 0{,}5\,x) + R_{пр}\,(b'_п - b)\, h'_п\,(h_0 - 0{,}5\, h'_п) +$$

$$+ R_{a\cdot c}\, F'_a\,(h_0 - a'_a) = 150 \cdot 8 \cdot 34{,}2\,(82{,}8 - 0{,}5 \cdot 34{,}2) +$$

$$+ 150\,(28 - 8)\,20\,(82{,}8 - 0{,}5 \cdot 20) + 3400 \cdot 2{,}26\,(82{,}8 - 4) =$$

$$= 7\,660\,000 \text{ кгс·см} = 76{,}6 \text{ тс·м} > M = 76 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 8. Дано: балка покрытия с размерами сечения $b'_п = 28$ см, $h'_п = 20$ см, $b = 8$ см, $h = 90$ см, $a = 9$ см; $a'_a = 4$ см; бетон марки М 500; предварительно-напряженная арматура A из канатов класса К-7 диаметром 15 мм ($R_a = 10\,600$ кгс/см²); ненапря-

гаемая арматура A' из стали класса A-III ($R_{a.c}=3400$ кгс/см²) площадью сечения $F'_a=2{,}26$ см² (2Ø12); изгибающие моменты: без учета нагрузки от подвесного транспорта $M_I=83$ тс·м, с учетом нагрузки от подвесного транспорта $M_{II}=110$ тс·м.

Требуется определить площадь предварительно-напряженной арматуры A.

Расчет. Проверяем условие (21) п. 3. 1:

$$0{,}77\,M_{II}=0{,}77\cdot 110=84{,}6\ \text{тс·м}>M_I=83\ \text{тс·м},$$

т. е. расчет ведем только по случаю «б» — на действие момента $M_{II}=110$ тс·м, принимая $R_{пр}=235$ кгс/см² (при $m_{б1}=1{,}1$).

$$h_0=h-a=90-9=81\ \text{см}.$$

Проверяем условие (41):

$$R_{пр}\,b'_п\,h'_п\,(h_0-0{,}5\,h'_п)+R_{a.c}\,F'_a\,(h_0-a'_a)=$$
$$=235\cdot 28\cdot 20\,(81-0{,}5\cdot 20)+3400\cdot 2{,}26\,(81-4)=$$
$$=9905000\ \text{кгс·см}=99{,}1\ \text{тс·м}<M=110\ \text{тс·м},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре, и поэтому требуемую арматуру определяем согласно п. 3. 15 «б».

По формуле (43) определяем значение A_0:

$$A_0=\frac{M-R_{пр}\,(b'_п-b)\,h'_п\,(h_0-0{,}5\,h'_п)-R_{a.c}\,F'_a\,(h_0-a'_a)}{R_{пр}\,b\,h_0^2}=$$
$$=\frac{11\,000\,000-235\,(28-8)\,20\,(81-0{,}5\cdot 20)-3400\cdot 2{,}26\,(81-4)}{235\cdot 8\cdot 81^2}=$$
$$=0{,}286.$$

Из табл. 25 при $m_{б1}=1{,}1$, классе арматуры К-7, марке бетона М 500 и $\sigma_0/R_a=0{,}6$ находим $A_R=0{,}3$ и $\xi_R=0{,}36$.

Так как $A_0=0{,}286<A_R=0{,}3$, сжатой арматуры поставлено достаточно, и площадь сечения арматуры A вычисляем по формуле (42). Для этого из табл. 26 при $A_0=0{,}286$ находим $\xi=0{,}346$.

По формуле (24) определяем коэффициент m_{a4} при $\overline{m}_{a4}=1{,}15$:

$$m_{a\,4}=\overline{m}_{a\,4}-(\overline{m}_{a\,4}-1)\,\xi/\xi_R=1{,}15-0{,}15\cdot\frac{0{,}346}{0{,}36}=1{,}006.$$

$$F_н=\frac{\xi\,R_{пр}\,b\,h_0+R_{пр}\,(b'_п-b)\,h'_п+R_{a.c}\,F'_a}{m_{a\,4}\,R_a}=$$
$$=\frac{0{,}346\cdot 235\cdot 8\cdot 81+235\,(28-8)\cdot 20+3400\cdot 2{,}26}{1{,}006\cdot 10600}=$$
$$=14{,}48\ \text{см}^2.$$

Принимаем 11Ø15 ($F_н=15{,}57$ см²).

ЭЛЕМЕНТЫ, РАБОТАЮЩИЕ НА КОСОЙ ИЗГИБ

3.17. Расчет прямоугольных, тавровых, двутавровых и Г-образных сечений элементов, работающих на косой изгиб, допускается производить, принимая форму сжатой зоны по рис. 7, при этом должно удовлетворяться условие

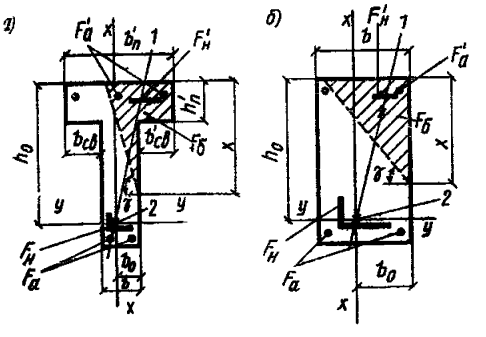


Рис. 7. Форма сжатой зоны в поперечном сечении железобетонного элемента, работающего на косой изгиб

а — таврового сечения; *б* — прямоугольного сечения; *1* — плоскость действия изгибающего момента; *2* — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

$$M_x \leqslant R_{пр}\left[S_{св.\,x} + F_{реб}\left(h_0 - \frac{x}{3}\right)\right] + R_{а.\,с}\,S_{а.\,x} + \sigma_с\,S_{н.\,x}, \quad (44)$$

где M_x — составляющая изгибающего момента в плоскости оси x (за оси x и y принимаются две взаимно перпендикулярные оси, проходящие через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, параллельно сторонам сечения; для сечения с полкой ось x принимается параллельно плоскости ребра);

$$F_{реб} = F_б - F_{св}; \quad (45)$$

$F_б$ — площадь сжатой зоны бетона, равная:

$$F_б = \frac{m_{а\,4}\,R_а\,F_н + R_а\,F_а - R_{а.\,с}\,F'_а - \sigma_с\,F'_н}{R_{пр}}; \quad (46)$$

$F_{св}$ — площадь сечения наиболее сжатого свеса полки;

x — размер сжатой зоны бетона по наиболее сжатой стороне сечения, определяемый по формуле

$$x = \frac{2}{3}\,\frac{R_{пр}\,F^2_{реб}}{R_{пр}\,(b_0\,F_{реб} + S_{св.\,y}) - R_{а.\,с}\,S_{а.\,y} - \sigma_с\,S_{н.\,y} - M_y}; \quad (47)$$

$S_{св\,x}$ и $S_{св\,y}$ — статические моменты площади $F_{св}$ относительно соответственно оси y и оси x;

e_0 — расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до наиболее сжатой боковой стороны сечения (грани ребра);

$S_{а\,x}$, $S_{н\,x}$, $S_{а.y}$, $S_{н.y}$ — статические моменты площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры A' относительно соответственного оси y и оси x;

M_y — составляющая изгибающего момента в плоскости оси y.

Если в растянутой зоне располагается один стержень или если все растянутые стержни располагаются в один ряд, параллельный плоскости ребра (рис. 8), значение x вычисляется только по формуле

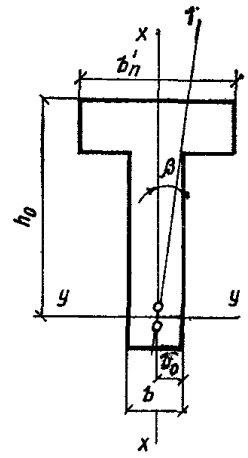


Рис. 8. Сечение с растянутыми арматурными стержнями в плоскости оси x
1 — плоскость действия изгибающего момента

$$x = -T + \sqrt{T^2 + 2F_{реб}\operatorname{ctg}\beta}\,, \tag{48}$$

где

$$T = 1{,}5\left(\frac{S_{св.\,y}\operatorname{ctg}\beta - S_{св.\,x}}{F_{реб}} + b_0\operatorname{ctg}\beta - h_0\right),$$

β — угол наклона плоскости действия изгибающего момента к оси x, т. е. $\operatorname{ctg}\beta = M_x/M_y$.

Формулой (48) также следует пользоваться, если необходимо определить предельное значение изгибающего момента при заданном угле β.

При расчете прямоугольных сечений значения $F_{св}$, $S_{св.x}$, $S_{св\,y}$ в формулах (44), (45), (47) и (48) принимаются равными нулю.

Если $F_б < F_{св}$ или если $x < 0{,}2\,h'_п$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_п$.

Если выполняется условие

$$x < \frac{1{,}5\,F_{реб}}{b + b_{св}}\,, \tag{49}$$

где $b_{св}$ — ширина наименее сжатого свеса полки, расчет производится без учета косого изгиба, т. е. по формулам пп. 3.9 и 3.13 на действие момента $M = M_x$; при этом следует проверить условие (53), принимая

$$x = \frac{1{,}5\,F_{реб}}{b + b_{св}}\,. \tag{50}$$

Коэффициент m_{a4}, входящий в формулу (46), определяется согласно п. 3.7, где значение ξ вычисляется по формуле

$$\xi = \frac{b'_{св}\operatorname{tg}\gamma + x}{(b_0 + b'_{св})\operatorname{tg}\gamma + h_0}\,, \tag{51}$$

где $b'_{св}$ — ширина наиболее сжатого свеса;

γ — угол наклона прямой, ограничивающей сжатую зону, к оси y; значение $\operatorname{tg}\gamma$ принимается равным:

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{x^2}{2F_{реб}}. \qquad (52)$$

При определении значения ξ величина x вычисляется при $m_{a4}=1$.

Если выполняется условие

$$\xi > \xi_R, \qquad (53)$$

где ξ_R — см. п. 3.6 или табл. 25,

следует производить повторный расчет с заменой в формуле (46) значения $m_{a4}R_a$ для напрягаемой арматуры напряжением σ_a, равным:

для арматуры с условным пределом текучести (см. п. 2.16) при $\xi \leqslant \xi_y$ (где ξ_y — см. табл. 27)

$$\sigma_a = R_a\left(0{,}9 + 0{,}1\,\frac{\xi_y - \xi}{\xi_y - \xi_R}\right), \qquad (54)$$

при $\xi > \xi_y$

$$\sigma_a = \frac{\overline{R}_a\,(\xi_0/\xi - 1) + \sigma_0 + R_a}{2}, \qquad (55)$$

где σ_0 — предварительное напряжение арматуры растянутой зоны с учетом всех потерь при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы (см. п. 1.24);

$\overline{R}_a$ и ξ_0 — см. табл. 27;

для арматуры с физическим пределом текучести — по формуле (55).

При этом ненапрягаемую арматуру с физическим пределом текучести, если площадь ее сечения не превышает $0{,}2\,F_н$, допускается учитывать в формуле (46) с полным расчетным сопротивлением. При большей площади этой ненапрягаемой арматуры, если $\xi > \xi_R$ (где ξ_R определено для этой арматуры), в формуле (46) значение R_a для этой арматуры заменяется на напряжение σ_a, определяемое по формуле (55).

При повторном расчете значение x вычисляется только по формуле (48).

При проектировании конструкций не рекомендуется допускать случаи, когда $\xi > \xi_y$.

Если выполняются условия:

для прямоугольных, тавровых и Г-образных сечений с полкой в сжатой зоне:

$$x > h,$$

для тавровых, двутавровых и Г-образных сечений с полкой в растянутой зоне:

$$x > h - h_п - b'_{св.р}\operatorname{tg}\gamma,$$

где $h_п$ и $b_{св.р}$ — высота и ширина наименее растянутого свеса полки (рис. 9), то расчет на косой изгиб производится по формулам общего случая расчета нормального сечения согласно п. 3.18.

При использовании формул этого пункта в качестве арматуры A площадью $F_н$ и $F_а$ рекомендуется принимать арматуру, расположенную вблизи растянутой грани, параллельной оси y, а в качестве арматуры A' площадью $F'_а$ и $F'_н$ — арматуру, располагаемую вблизи сжатой грани, параллельной оси y, но по одну наиболее, сжатую сторону от оси x (см. рис. 7).

Если арматура распределена по сечению, что не позволяет до расчета определить площади и центры тяжести сечений арматуры A и A', расчет также производится по формулам общего случая согласно п. 3.18.

При наличии ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести следует учитывать примечание к п. 3.3.

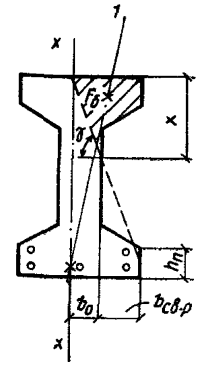


Рис. 9. Двутавровое сечение со сжатой зоной, заходящей в наименее растянутый свес полки
1 — плоскость действия изгибающего момента

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Расчет на косой изгиб. Пример 9. Дано: железобетонный прогон кровли с уклоном 1 : 4, размеры сечения по рис. 10; марка бетона М 300 ($R_{пр}$=115 кгс/см² при $m_{б1}$=0,85); арматура A класса А-IV ($R_а$=5000 кгс/см²) с площадью сечения $F_н$=3,142 см² (1Ø20); арматура A' класса А-III ($R_{а.с}$=3400 кгс/см²) с площадью сечения $F'_а$=2,26 см² (2Ø12); предварительное напряжение арматуры при $m_т$<1—σ_0=3000 кгс/см².

Требуется определить предельный изгибающий момент в вертикальной плоскости.

Расчет. Расчет ведем без учета стержня, расположенного в менее сжатом свесе.

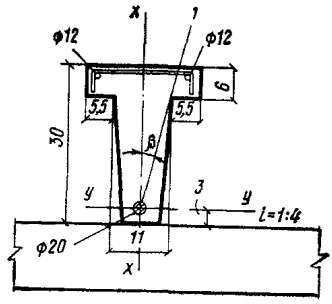


Рис. 10. К примеру расчета 9
1 — плоскость действия изгибающего момента

Из рис. 10 имеем:

$$h_0 = h - a \qquad 3 = 27 \text{ см}; \quad b_0 = \frac{11}{2} = 5{,}5 \text{ см};$$

$$b_{св} = b'_{св} = 5{,}5 \text{ см},$$

Определяем площадь сжатой зоны бетона по формуле (46), учитывая один стержень арматуры A', т. е. $F_a' = 1{,}13$ см² (1Ø12), и принимая $m_{a4} = 1$:

$$F_б = \frac{m_{a\,4} R_a F_н - R_{a.\,c} F_a'}{R_{пр}} = \frac{5000 \cdot 3{,}142 - 3400 \cdot 1{,}13}{115} = 103 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения наиболее сжатого свеса и ее статические моменты относительно осей x и y соответственно равны:

$$F_{св} = b_{св}' h_п' = 5{,}5 \cdot 6 = 33 \text{ см}^2;$$

$$S_{св.\,y} = F_{св} (b_0 + 0{,}5 b_{св}') = 33 (5{,}5 + 0{,}5 \cdot 5{,}5) = 272 \text{ см}^3;$$

$$S_{св.\,x} = F_{св} (h_0 - 0{,}5 h_п') = 33 (27 - 0{,}5 \cdot 6) = 792 \text{ см}^3.$$

Так как $F_б > F_{св}$, расчет продолжаем как для таврового сечения:

$$F_{реб} = F_б - F_{св} = 103 - 33 = 70 \text{ см}^2.$$

Определяем высоту сжатой зоны x по формуле (48), принимая $\operatorname{ctg} \beta = 4$:

$$T = 1{,}5 \left(\frac{S_{св.\,y} \operatorname{ctg} \beta - S_{св.\,x}}{F_{реб}} + b_0 \operatorname{ctg} \beta - h_0 \right) =$$

$$= 1{,}5 \left(\frac{272 \cdot 4 - 792}{70} + 5{,}5 \cdot 4 - 27 \right) = -1{,}15 \text{ см};$$

$$x = -T + \sqrt{T^2 + 2 F_{реб} \operatorname{ctg} \beta} = 1{,}15 + \sqrt{1{,}15^2 + 2 \cdot 70 \cdot 4} =$$

$$= 24{,}85 \text{ см}.$$

Проверим условие (49):

$$\frac{1{,}5 F_{реб}}{b + b_{св}} = \frac{1{,}5 \cdot 70}{11 + 5{,}5} = 6{,}36 \text{ см} < x = 24{,}85 \text{ см},$$

следовательно, расчет продолжаем по формулам косого изгиба.

Определим значение ξ по формуле (51), вычислив

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{x^2}{2 F_{реб}} = \frac{24{,}85^2}{2 \cdot 70} = 4{,}41;$$

$$\xi = \frac{b_{св}' \operatorname{tg} \gamma + x}{(b_0 + b_{св}') \operatorname{tg} \gamma + h_0} = \frac{5{,}5 \cdot 4{,}41 + 24{,}85}{(5{,}5 + 5{,}5)\ 4{,}41 + 27} = 0{,}65.$$

Из табл. 25 и 27 при $m_{б1} = 0{,}85$, марке бетона М 300, классе арматуры А-IV и при $\sigma_0 / R_a = 3000/5000 = 0{,}6$ находим $\xi_R = 0{,}55$ и $\xi_y = 0{,}71$.

Поскольку выполняется условие (53):

$$\xi_R < \xi = 0{,}65 < \xi_y,$$

расчет повторяем, заменяя в формуле (46) значение R_a на напряжение σ_a, определенное по формуле (54):

$$\sigma_a = R_a \left(0{,}9 + 0{,}1\ \frac{\xi_y - \xi}{\xi_y - \xi_R}\right) = 5000 \left(0{,}9 + 0{,}1\ \frac{0{,}71 - 0{,}65}{0{,}71 - 0{,}55}\right) =$$

$$= 4610 \text{ кгс/см}^2;$$

$$F_б = \frac{4610 \cdot 3{,}142 - 3400 \cdot 1{,}13}{115} = 94{,}4 \text{ см}^2;$$

$$F_{реб} = 94{,}4 - 33 = 61{,}4 \text{ см}^2;$$

$$T = 1{,}5 \left(\frac{272 \cdot 4 - 792}{61{,}4} + 5{,}5 \cdot 4 - 27\right) = -0{,}27;$$

$$x = 0{,}27 + \sqrt{0{,}27^2 + 2 \cdot 61{,}4 \cdot 4} = 22{,}4 \text{ см}.$$

Определяем предельный изгибающий момент в плоскости оси x из условия (44)

$$M_{x.\,пр} = R_{пр} \left[S_{св.\,x} + F_{реб} \left(h_0 - \frac{x}{3}\right)\right] + R_{а.\,с}\ S_{а.\,x} =$$

$$= 115 \left[792 + 61{,}4 \left(27 - \frac{22{,}4}{3}\right)\right] + 3400 \cdot 1{,}13\ (27 - 2) =$$

$$= 325\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 3{,}25 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Предельный изгибающий момент в вертикальной плоскости равен:

$$M_{пр} = M_{x.\,пр}/\cos\beta = M_{x \cdot пр} \frac{\sqrt{\operatorname{ctg}^2 \beta + 1}}{\operatorname{ctg} \beta} = 3{,}25\ \frac{\sqrt{4^2 + 1}}{4} =$$

$$= 3{,}35 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

ОБЩИЙ СЛУЧАЙ РАСЧЕТА НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (ПРИ ЛЮБЫХ ФОРМАХ СЕЧЕНИЯ, НАПРАВЛЕНИЯХ ДЕЙСТВИЯ ВНЕШНЕГО МОМЕНТА И ЛЮБОМ АРМИРОВАНИИ)

3.18(3.28). Расчет сечений изгибаемого элемента в общем случае (рис. 11) должен производиться из условия

$$\overline{M} \leqslant R_{пр}\ S_б - \Sigma\ \sigma_{а\,i}\ S_{а\,i}, \qquad (56)$$

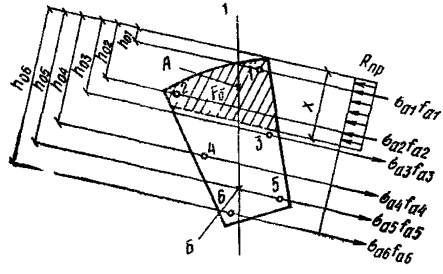


Рис. 11. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности

1 — 1 — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента; А — точка приложения равнодействующих усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; Б — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

где $\overline{M}$ — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения;
$S_б$ — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно оси параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня;
$S_{a\,i}$ — статический момент i-го стержня продольной арматуры относительно указанной оси;
$\sigma_{a\,i}$ — напряжение в i-м стержне продольной арматуры.

Высота сжатой зоны x и напряжения $\sigma_{a\,i}$ определяются из совместного решения уравнений

$$R_{пр}\,F_б = \Sigma\,\sigma_{a\,i}\,f_{a\,i}\,; \qquad (57)$$

при $\xi_i \leqslant \xi_{Ri}$

$$\sigma_{a\,i} = R_a\left[\overline{m}_{a\,4} - (\overline{m}_{a\,4} - 1)\,\frac{\xi_i}{\xi_{Ri}}\right], \qquad (58)$$

при $\xi_{y\,i} \geqslant \xi_i > \xi_{Ri}$

$$\sigma_{a\,i} = R_a\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{\xi_{y\,i} - \xi_i}{\xi_{y\,i} - \xi_{Ri}}\right), \qquad (59)$$

при $\xi_i > \xi_{y\,i}$

$$\sigma_{a\,i} = \frac{\sigma_\varepsilon}{1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}}\left(\frac{\xi_0}{\xi_i} - 1\right) + \sigma_{0\,i}\,. \qquad (60)$$

Для продольной арматуры с физическим пределом текучести (см. п. 2.16) при $\xi_i > \xi_{Ri}$ используется только уравнение (60).
В формулах (57) — (60):
$F_б$ — площадь сжатой зоны бетона;
$f_{a\,i}$ — площадь сечения i-го стержня продольной арматуры;

$$\xi_i = \frac{x}{h_{0\,i}}\,;$$

h_{0i} — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i-го стержня арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения (см. рис. 11);
ξ_{Ri} и ξ_{yi} — относительная высота сжатой зоны, отвечающая достижению в рассматриваемом стержне напряжений, соответственно равных $R_{a\,i}$ и $0{,}8\,R_{a\,i}$; значение ξ_{Ri} определяют по формуле (22) п. 3.6, значение $\xi_{y\,i}$ — также по формуле (22), принимая $\sigma_A = 0{,}8\,R_a - \sigma_{0\,i}$; $\overline{m}_{a4}$ — см. п. 3.7.

Напряжения $\sigma_{a\,i}$, определенные по формуле (60), вводятся в расчет со своими знаками; при этом напряжения со знаком «плюс» означают растягивающие напряжения, а напряжения со знаком «минус» — сжимающие напряжения. Эти напряжения $\sigma_{a\,i}$ принимаются не более R_a и не более $0{,}8\,R_a$ соответственно для арматуры с физическим и с условным пределом текучести, а также не менее $-R_{a.c}$ (максимальное сжимающее напряжение) и не менее $\sigma_0 - \sigma_\varepsilon$. Напряжение $\sigma_{o\,i}$ в формуле (60) определяется при коэффициенте $m_т$ меньшем единицы, если рассматриваемый стержень расположен в растянутой зоне, и при $m_т$, большем единицы, если стержень расположен в сжатой зоне.

Для определения положения границы сжатой зоны при косом изгибе (т. е. когда плоскость действия момента не перпендикулярна прямой, ограничивающей сжатую зону) кроме использования формул (57)—(60) требуется соблюдение дополнительного условия параллельности плоскости действия моментов внешних и внутренних сил.

Если в сечении можно выявить характерную ось (например, ось симметрии или ось ребра Г-образного сечения), то при косом изгибе расчет рекомендуется проводить в следующем порядке.

1. Проводят две оси x и y соответственно параллельно и перпендикулярно указанной характерной оси через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня.

2. Подбирают последовательными приближениями положение прямой, ограничивающей сжатую зону, так, чтобы удовлетворить равенство (57) после подстановки в него значений σ_{ai}, определенных по формулам (58)—(60); при этом угол γ между этой прямой и осью y принимают постоянным и равным углу наклона нейтральной оси, определенному как для упругого материала.

3. Определяют моменты внутренних сил в плоскости осей x и y соответственно $M_{x.пр}$ и $M_{y.пр}$.

4. Если оба эти момента оказываются больше или меньше соответствующих составляющих внешнего момента (M_x и M_y), то прочность сечения считается соответственно обеспеченной или не обеспеченной.

Если один из этих моментов (например, $M_{y.пр}$) меньше соответствующей составляющей внешнего момента (M_y), а другой момент больше составляющей внешнего момента (т. е. $M_{x.пр} > M_x$), то задаются другим углом γ (бо́льшим, чем ранее принятый) и снова проводят аналогичный расчет.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

3.19(3.29). Расчет по прочности наклонных сечений железобетонных элементов производится:

на действие поперечной силы (см. пп. 3.20—3.35);

на действие изгибающего момента (см. пп. 3.36—3.40).

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПО ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ

3.20(3.30). При расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leqslant 0{,}35\, R_{пр}\, b\, h_0\,, \qquad (61)$$

при этом значение $R_{пр}$ для бетонов проектных марок выше М 400 принимается как для бетонов марки М 400.

При переменной ширине b по высоте элемента в расчет [в формулу (61) и последующие] вводится ширина элемента на уровне середины высоты сечения (без учета полок).

Для элементов с поперечной арматурой при расчете их по поперечной силе рабочую высоту сечения h_0 допускается увеличить, отсчитывая ее от центра тяжести сечения крайнего продольного ненапрягаемого стержня, анкерующего поперечные стержни (хомуты).

3.21 (3.31). Расчет на действие поперечной силы согласно указаниям пп. 3.22—3.35 не производится, если соблюдается условие

$$Q \leqslant k_1 R_p b h_0, \qquad (62)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый равным:
для линейных элементов (балок, ребер и т. д.) — 0,6;
для сплошных плоских плит —0,75.

При соблюдении условия (62) поперечная арматура определяется конструктивными требованиями (см. пп. 5.43 и 5.44).

Примечание. В тексте настоящего руководства под поперечной арматурой имеются в виду хомуты и отогнутые стержни. Термин «хомуты» включает поперечные стержни сварных каркасов и хомуты вязаных каркасов.

3.22 (3.33). Расчет элементов с поперечной арматурой (рис. 12) должен производиться из условия

$$Q \leqslant \Sigma R_{a.x} F_x + \Sigma R_{a.x} F_o \sin\alpha + Q_б, \qquad (63)$$

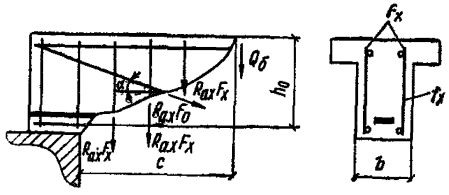


Рис. 12. Схема усилий, действующих в наклонном сечении изгибаемого элемента с поперечной арматурой, при расчете по поперечной силе

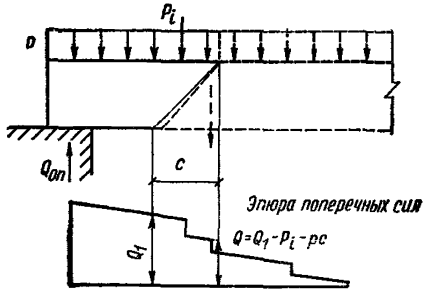


Рис. 13. Определение расчетного значения поперечной силы Q

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения (рис. 13); при этом, если не имеет место случай, оговоренный в п. 3.24, следует учитывать возможность отсутствия нагрузки в пределах наклонного сечения, т. е. принимать значение Q равным максимальной поперечной силе в пределах наклонного сечения;

$\Sigma R_{a.x} F_x$ и $\Sigma R_{a.x} F_o \sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;

α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении;

$Q_б$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении.

Значение $Q_б$ определяется по формуле

$$Q_б = \frac{2 R_p b h_0^2}{c}, \qquad (64)$$

где c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Для элементов с наклонной сжатой гранью значение $Q_б$ определяют по формуле (64), принимая рабочую высоту элемента h_0 у конца наклонного сечения в сжатой зоне.

При ширине b, переменной по длине элемента, в формуле (64) принимается значение b по нормальному сечению, расположенному у конца наклонного сечения в сжатой зоне.

Для элементов с наклонной растянутой гранью в правую часть условия (63) вводится дополнительное поперечное усилие $Q_а$, равное проекции усилий в продольной арматуре, расположенной у наклонной грани, на нормаль к сжатой грани:

$$Q_а = \frac{M - \Sigma R_{а.\,х} F_х z_х - \Sigma R_{а.\,х} F_о z_о}{z} \operatorname{tg} \beta, \qquad (65)$$

где M — изгибающий момент в сечении, нормальном к сжатой грани и проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне;

z — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до равнодействующей усилий в сжатой зоне (плечо внутренней пары сил) в плоскости сечения, указанного выше;

$z_х$ и $z_о$ — обозначения те же, что в формуле (86);

β — угол наклона арматуры A к сжатой грани элемента;

при этом величина $Q_б$ определяется по формуле (64) при рабочей высоте h_0 у начала наклонного сечения в растянутой зоне.

3.23 (3.35). Для хомутов, устанавливаемых по расчету в элементе с поперечной нагрузкой в пределах его пролета, должно удовлетворяться условие

$$\frac{R_{а.\,х} F_х}{u} \geqslant \frac{R_р b}{2}. \qquad (66)$$

Если выполняется требование п. 3.34, условие (66) может не соблюдаться.

Расстояния между хомутами u, между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре u_1, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба u_2, (рис. 15) должны быть не более величины

$$u_{макс} = \frac{1{,}5 R_р b h_0^2}{Q}. \qquad (67)$$

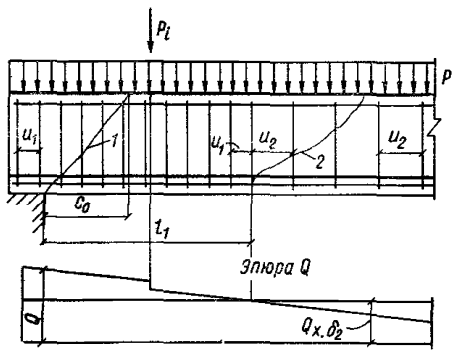
Кроме того, поперечное армирование элемента независимо от расчета должно удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в п. 5.44.

3.24. В элементах, рассчитываемых только на фиксированные нагрузки, в том числе на сплошные распределенные нагрузки (например, гидростатическое давление), расчетную поперечную силу Q следует определять с учетом разгружающего влияния нагрузки, приложенной к элементу в пределах длины проекции наклонного сечения, если эта нагрузка приложена по грани элемента и действует в его сторону (например, в горизонтальном элементе — нагрузка, действующая сверху вниз и приложенная к верхней грани) (см. рис. 13).

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСТОЯННОГО ПО ДЛИНЕ СЕЧЕНИЯ, АРМИРОВАННЫХ ХОМУТАМИ БЕЗ ОТГИБОВ

3.25 (3.34). Проверка прочности по поперечной силе производится для невыгоднейших сечений, начинающихся у опоры и в местах изменения интенсивности хомутов (рис. 14), из условия

$$Q \leqslant Q_{\text{х. б}}, \tag{68}$$



где Q — поперечная сила в нормальном сечении у начала рассматриваемого наклонного сечения (у опоры и в местах изменения интенсивности поперечного армирования);

Рис. 14. Места расположения невыгоднейших наклонных сечений при расчете по поперечной силе и определение места изменения интенсивности хомутов

1, 2 — невыгоднейшие наклонные сечения

$Q_{\text{х.б}}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, определяемая по формуле

$$Q_{\text{х. б}} = \sqrt{8 R_{\text{р}} b h_0^2 q_{\text{х}}}; \tag{69}$$

$q_{\text{х}}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_{\text{х}} = \frac{R_{\text{а. х}} F_{\text{х}}}{u}; \tag{70}$$

при этом длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 R_{\text{р}} b h_0^2}{q_{\text{х}}}}. \tag{71}$$

3.26. Требуемая интенсивность хомутов определяется по формуле

$$q_{\text{х}} = \frac{Q^2}{8 R_p b h_0^2}, \tag{72}$$

где Q и $q_{\text{х}}$ — см. п. 3.25.

3.27. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки p, приложенной по грани элемента и действующей в его сторону, допускается в формулы (69), (71) и (72) вместо величины $q_{\text{х}}$ подставлять величину $(q_{\text{х}}+p_1)$, где значение p_1 определяется следующим образом:

а) если нагрузка на отдельных участках пролета может отсутствовать и эпюра M от принятой в расчете равномерно распределенной нагрузки p всегда огибает любую действительную эпюру M (например, нагрузка на перекрытия) — $p_1 = p/2$;

б) если равномерно распределенная нагрузка фиксированная и сплошная (например, распределенное гидростатическое давление) — $p_1 = p$;

в) в прочих случаях — $p_1 = 0$;

при этом собственный вес, входящий в нагрузку p_1, учитывается в ней с коэффициентом 0,5.

При действии фиксированной сосредоточенной силы P_i, приложенной к верхней грани элемента в пределах невыгоднейшего наклонного сечения с длиной проекции c_0 (см. п. 3.25), расчет из условия (68) допускается производить на действие поперечной силы, равной $Q - P_i$; при этом следует проверить также условие

$$Q \leqslant q_x c_i + \frac{2 R_p b h_0^2}{c_i}, \qquad (73)$$

где c_i — длина проекции наклонного сечения, направленного к точке приложения сосредоточенной силы P_i.

3.28. При изменении интенсивности хомутов по длине элемента с q_{x1} на q_{x2} (например, увеличением шага хомутов) участок с интенсивностью q_{x1} принимается до сечения, в котором поперечная сила Q становится равной усилию $Q_{x.б2}$, воспринимаемому бетоном и хомутами при интенсивности хомутов q_{x2} (см. рис. 14), т. е. длина участка с интенсивностью q_{x1} принимается равной:

$$l_1 = \frac{Q - P_i - Q_{x.б2}}{p}, \qquad (74)$$

где Q — наибольшая поперечная сила на участке l_1 (у опоры);
p и P_i — равномерно распределенная и сосредоточенная нагрузки, действующие в пределах длины l_1.

Если интенсивность хомутов q_{x2} не удовлетворяет условию [(66), п. 3.23] (т. е. если они поставлены из конструктивных соображений), участок с интенсивностью q_{x1} принимается до сечения, в котором поперечная сила Q становится равной $Q_1 = k_1 R_p b h_0$, где k_1 — см. п. 3.21. В этом случае значение l_1 определяется по формуле (74) с заменой $Q_{x.б2}$ на Q_1.

При расположении нагрузки в пределах высоты сечения длина участка l_1 должна также приниматься не менее

$$l_1 = \frac{Q - Q_{x.б2}}{q_{x1} - q_{x2}}. \qquad (75)$$

Кроме того, следует учитывать конструктивные требования п. 5.44.

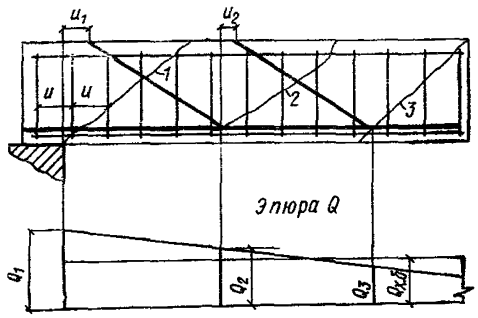
РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСТОЯННОГО СЕЧЕНИЯ С ОТОГНУТЫМИ СТЕРЖНЯМИ

3.29. Проверка прочности по поперечной силе производится для невыгоднейших наклонных сечений, начинающихся у опоры и у начала отгибов (рис. 15), из условия

$$Q \leqslant Q_{x.б} + R_{a.x} F_o \sin\alpha, \qquad (76)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении у начала рассматриваемого сечения (у опоры и начала отгибов);

F_0 — площадь сечения отогнутых стержней в ближайшей за началом рассматриваемого наклонного сечения плоскости отгибов;
α — угол наклона плоскости отгибов к оси элемента;
$Q_{x.б}$ — см. п. 3.25.



При наличии равномерно распределенных или фиксированных сосредоточенных нагрузок допускается учитывать указания п. 3.27.

Рис. 15. Места расположения невыгоднейших наклонных сечений при расчете по поперечной силе для элементов с отогнутыми стержнями
1, 2, 3 — невыгоднейшие наклонные сечения

3.30. Необходимое сечение отгибов, расположенных в одной плоскости, определяется из условия

$$F_0 = \frac{Q - Q_{x.б}}{R_{a.x} \sin \alpha}. \qquad (77)$$

При этом поперечная сила Q принимается:
а) при расчете отгибов первой (от опоры) плоскости — равной поперечной силе у опоры;
б) при расчете отгибов каждой из последующих плоскостей — равной поперечной силе у начала предыдущей (по отношению к опоре) плоскости отгибов (см. рис. 15).
Нижний конец наиболее удаленного от опоры отгиба должен располагаться не ближе к опоре, чем то сечение, в котором поперечная сила Q становится больше усилия $Q_{x\,б}$, воспринимаемого бетоном и хомутами.
Кроме того, расположение отгибов должно удовлетворять требованиям п. 3.23.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ СЕЧЕНИЯ

3.31. Расчет прочности по поперечной силе для элементов со сжатой гранью, наклонной к продольной оси элемента под углом β (рис. 16), производится согласно указаниям пп. 3.25—3.30; при

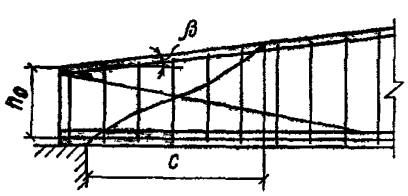


Рис. 16. Наклонное сечение балки с наклонной сжатой и горизонтальной растянутой гранями

этом предельное усилие, воспринимаемое бетоном и хомутами ($Q_{x.б}$), определяется по формуле

$$Q_{x.б} = \sqrt{8 R_р b h_0^2 q_x + A^2} + A, \qquad (78)$$

где

$$A = 4 \operatorname{tg} \beta \, R_p \, b \, h_0,$$

h_0 — рабочая высота элемента у начала наклонного сечения в растянутой зоне.

Длина невыгоднейшего наклонного сечения при этом равна:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 R_p \, b \, h_0^2}{2 R_p \, b \operatorname{tg}^2 \beta + q_x}}. \qquad (79)$$

3.32. Для элементов с растянутой гранью, наклонной к их продольной оси, расчет прочности по поперечной силе производится согласно пп. 3.25—3.30 с учетом следующих указаний:

а) во всех формулах рабочая высота h_0 принимается в начале наклонного сечения в растянутой зоне;

б) поперечная сила принимается уменьшенной на величину Q_a— проекцию усилий в растянутой продольной арматуре на нормаль к продольной оси, определяемую по формуле

$$Q_a = \frac{M - 0{,}5 q_x c^2 - \Sigma R_{a.x} F_o z_o}{z} \operatorname{tg} \beta, \qquad (80)$$

и принимаемую не менее нуля.

В формуле (80):

q_x — см. п. 3.25;

c — длина проекции наклонного сечения, определяемая согласно пп. 3.25 и 3.27;

M, z и β — см. п. 3.22;

z_o — расстояния от плоскостей расположения отгибов до равнодействующей усилий сжатой зоны наклонного сечения:

$$z_o = z_1 \cos \alpha + (c - a) \sin \alpha, \qquad (81)$$

где a — расстояние от начала отгиба в растянутой зоне до начала наклонного сечения (рис. 17);

α — угол наклона отгиба к продольной оси элемента;

z_1 — плечо внутренней пары сил в нормальном сечении, проходящем через начало отгиба в растянутой зоне.

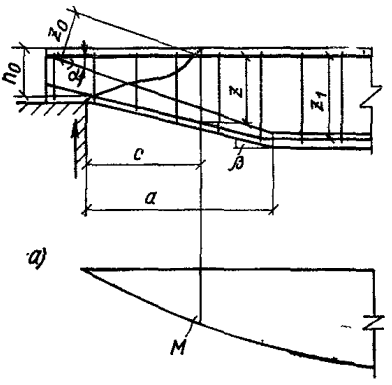


Рис. 17. Наклонное сечение элемента с *наклонной растянутой и горизонтальной сжатой гранями*

а — эпюра изгибающих моментов

Примечание. В пп. 3.31 и 3.32 за продольную ось принимается прямая, параллельная линии, соединяющей точки опирания элемента.

3.33. Для свободно лежащих элементов без отгибов с растянутой гранью, наклонной к продольной оси элемента под углом β, расчет прочности по поперечной силе допускается производить из условия

(68), п. 3.25, как для элементов с постоянной высотой, равной высоте у опоры, а увеличение несущей способности учитывать путем деления значения $Q_{х.б}$ на величину $(1-\operatorname{tg}\beta)$. Такой расчет не следует производить при $\operatorname{tg}\beta > 0{,}2$.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

3.34 (3.36). Расчет элементов постоянного сечения без поперечной арматуры (см. п. 5.43) производится из условий:

$$Q_{макс} \leqslant k_2 R_р b h_0, \tag{82}$$

где $Q_{макс}$ — максимальная поперечная сила у грани опоры;

$$Q \leqslant \frac{k_3 R_р b h_0^2}{c}, \tag{83}$$

где c — длина проекции наклонного сечения, проходящего через опору; значение c принимается не более $2h_0$;
Q — поперечная сила в конце рассматриваемого наклонного сечения.

В условиях (82) и (83):
k_2 и k_3 — коэффициенты, принимаемые равными:
для сплошных плоских плит $k_2=2{,}5$; $k_3=1{,}5$;
для балок и ребер, многопустотных настилов $k_2=2$; $k_3=1{,}2$.

При проверке условия (83) в общем случае задаются рядом значений c, равных или меньших $2h_0$.

При действии фиксированных сосредоточенных сил проверка условия (83) производится для наклонных сечений, направленных к точкам приложения сосредоточенных сил (рис. 18).

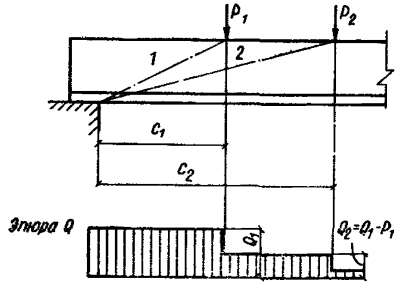


Рис. 18. Расположение невыгоднейших наклонных сечений в элементах без поперечной арматуры
1 — наклонное сечение, проверяемое на действие поперечной силы Q_1; *2* — наклонное сечение, проверяемое на действие силы Q_2

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки p условие (83) можно заменить условием

$$Q_{макс} \leqslant 2\sqrt{k_3 R_р b h_0^2 p_1}, \tag{84}$$

в котором правая часть принимается не менее

$$k_1 R_р b h_0 + 2 p_1 h_0 .$$

Здесь p_1 — см. п. 3.27;
k_1 — см. п. 3.21.

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПО ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ ПРИ КОСОМ ИЗГИБЕ

3.35. Расчет по поперечной силе элементов прямоугольного сечения, подвергающихся косому изгибу, производится из условия

$$\left[\frac{Q_x}{Q_{\text{х. б}(x)}}\right]^2+\left[\frac{Q_y}{Q_{\text{х. б}(y)}}\right]^2\leqslant 1, \qquad (85)$$

где Q_x и Q_y — составляющие поперечной силы, действующие соответственно в плоскости симметрии x и нормальной к ней плоскости y;

$Q_{\text{х.б}(x)}$ и $Q_{\text{х.б}(y)}$ — предельные поперечные силы, которые могут быть восприняты наклонным сечением при действии их соответственно только в плоскости x и только в плоскости y, определяемые по формулам

$$Q_{\text{х. б}(x)}=\sqrt{8R_{\text{р}}\,b_x\,h_{0\,x}^2\,q_{\text{х}(x)}};$$

$$Q_{\text{х. б}(y)}=\sqrt{8R_{\text{р}}\,b_y\,h_{0\,y}^2\,q_{\text{х}(y)}};$$

b_x и b_y — размеры сечения в направлении, нормальном соответственно оси x и оси y;

h_{0x} и h_{0y} — рабочие высоты сечения в направлении соответственно оси x и оси y;

$q_{\text{х}(x)}$ и $q_{\text{х}(y)}$ — предельные усилия в поперечных стержнях соответственно в направлении оси x и оси y на единицу длины элемента (см. п. 3.25).

Примечание. Отогнутые стержни при расчете на поперечную силу при косом изгибе не учитываются.

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПО ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

3.36 (3.39). Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 19) производится из условия

$$M\leqslant(R_{\text{а}}F_{\text{а}}+R_{\text{а}}F_{\text{н}})\,z+\Sigma R_{\text{а}}F_{\text{о}}z_{\text{о}}+\Sigma R_{\text{а}}F_{\text{х}}z_{\text{х}}, \qquad (86)$$

где M — момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента; если внешняя нагрузка приложена к грани свободно опертой балки и действует в ее сторону, то M — изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через вышеуказанную ось;

$\Sigma R_{\text{а}}F_{\text{о}}z_{\text{о}}$ и $\Sigma R_{\text{а}}F_{\text{х}}z_{\text{х}}$ — сумма моментов относительно той же оси соответственно от усилий в отгибах и в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

z, $z_{\text{о}}$ и $z_{\text{х}}$ — расстояния от плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, отгибов и хомутов до указанной выше оси.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется из условия равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре наклонного сечения на продольную ось элемента, согласно указаниям пп. 3.9 и 3.13; при этом

в случае наличия отгибов в числители выражений для x добавляются значения $\Sigma R_a F_o \cos\alpha$, где α — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Проверка на действие изгибающего момента не производится для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин, т. е. там, где момент M от внешней нагрузки, на которую ведется расчет по прочности, меньше или равен моменту трещинообразования $M_т$, определяемому согласно пп. 4.5—4.7 при замене значений R_{pII} значениями R_p.

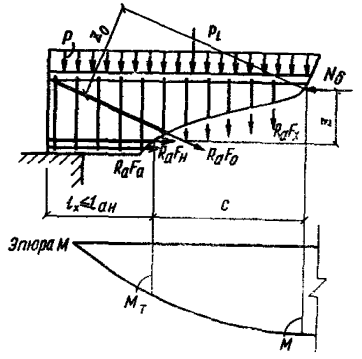


Рис. 19. Схема усилий, действующих в наклонном сечении, при расчете по изгибающему моменту
N_δ — равнодействующая усилий в сжатой зоне

Если наклонное сечение пересекает в растянутой зоне предварительно-напряженную арматуру без анкеров на длине зоны передачи напряжений (см. п. 2.26) либо ненапрягаемую арматуру без анкеров на длине зоны анкеровки (см. п. 5.33), то значение расчетного сопротивления соответствующей арматуры снижается путем умножения его на коэффициент условия работы $m_{аз}$, определяемый согласно поз. 3 табл. 22.

3.37. Наиболее невыгодное наклонное сечение пересекает продольную растянутую арматуру в нормальном сечении, в котором внешний момент равен моменту трещинообразования $M_т$ (см. пп. 4.5—4.7) с заменой R_{pII} на R_p; при этом длина проекции этого наклонного сечения на продольную ось элемента, измеренная между точками приложения равнодействующих усилий в растянутой арматуре и в сжатой зоне, определяется для элементов с постоянной высотой сечения по формуле

$$c = \frac{Q_1 - P_i - \Sigma R_a F_o \sin\alpha}{q_{x\,w} + p}, \qquad (87)$$

где Q_1 — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне;
P_i и p — сосредоточенная и равномерно распределенная нагрузка, приложенная к грани элемента (рис. 19) в пределах наклонного сечения;
$q_{x\,w}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента (интенсивность хомутов):

$$q_{x\,w} = \frac{R_a F_x}{u}; \qquad (88)$$

u — шаг хомутов;
α — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Если значение c, определенное с учетом сосредоточенной силы P_i, оказывается меньше расстояния до этой силы P_i, а определенное без учета силы P_i — больше этого расстояния, то значение c следует принимать равным расстоянию до силы P_i.

При расчете консолей и опорных участков неразрезных балок нагрузки P_i и p не учитываются в формуле (87). В этом случае величина c принимается не более расстояния от опоры до начала наклонного сечения в растянутой зоне.

При известных значениях c и q_{xw} и при отсутствии отгибов условие (86), п. 3.36, имеет вид

$$M \leqslant (R_a F_a + R_a F_a) z + q_{x w} \frac{c^2}{2}. \qquad (89)$$

3.38. Проверку наклонных сечений по изгибающему моменту согласно пп. 3.36 и 3.37 для элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой допускается не производить, если продольную арматуру растянутой зоны можно учитывать с полным расчетным сопротивлением, т. е. если на концах имеются анкеры или если при отсутствии анкеров изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец зоны передачи напряжения (см. п. 2.26), меньше момента трещинообразования $M_т$, определенного по формуле (183) с заменой R_{pII} на R_p.

Для элементов с резко меняющейся высотой сечения, например, для балок, имеющих подрезки, должен производиться расчет согласно пп. 3.36 и 3.37 в наклонном сечении, проходящем через входящий угол подрезки.

3.39(3.40). В элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за нормальное сечение, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину не менее 20 d и не менее величины w, определяемой по формуле

$$w = \frac{Q - R_a F_o \sin\alpha}{2 q_{x w}} + 5d, \qquad (90)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

F_o и α — соответственно площадь сечения и угол наклона отгибов, пересекающих указанное выше сечение;

d — диаметр обрываемого стержня;

q_{xw} — см. п. 3.37.

3.40(5.29). Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту, не менее чем на $h_0/2$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы. Пример 10. Дано: железобетонная балка покрытия с размерами поперечного сечения $b=8$, $h=90$ см; $h_0=85$ см; бетон марки М 400; поперечная арматура в виде сварных хомутов класса А-III ($R_{a.x}=2700$ кгс/см²) по два в поперечном сечении диаметром 8 мм ($F_x=1{,}01$ см²) с шагом $u=25$ см; поперечная сила на опоре $Q=18{,}5$ тс; нагрузка от подвесных кранов отсутствует.

Требуется проверить прочность наклонных сечений балки по поперечной силе.

Расчет. Поскольку нагрузки малой суммарной длительности отсутствуют, согласно п. 3.1 принимаем $m_{б1}=0{,}85$ и, следовательно,

$R_{пр}=150$ кгс/см² и $R_р=10$ кгс/см². Проверяем условие (61), п. 3.20.

$$0{,}35\ R_{пр}bh_0=0{,}35\cdot150\cdot8\cdot85=35\,100\ \text{кгс}>Q=18\,500\ \text{кгс}.$$

Так как $0{,}6\ R_рbh_0=0{,}6\cdot10\cdot8\cdot85=4080$ кгс $>Q=13\,500$ кгс, согласно п. 3.21 проверка прочности наклонных сечений необходима. Кроме того, должны выполняться требования п. 3.23.

$$q_x=\frac{R_{а.х}F_x}{u}=\frac{2700\cdot1{,}01}{25}=109\ \text{кгс/см}>\frac{R_р\,b}{2}=\frac{10{,}8}{2}=$$

$$=40\ \text{кгс/см};$$

$$u_{макс}=\frac{1{,}5\ R_р\,b\,h_0^2}{q}=\frac{1{,}5\cdot10\cdot8\cdot85^2}{18500}=46{,}8\ \text{см}>u=25\ \text{см}.$$

Условия п. 5.44 $u<h/3=90/3=30$ см и $u<50$ см также удовлетворяются.

Прочность наклонного сечения проверяем из условия (68), п. 3.25. Согласно формуле (69)

$$Q_{х.б}=\sqrt{8\,R_р\,b\,h_0^2\,q_x}=\sqrt{8\cdot10\cdot8\cdot85^2\cdot109}=$$

$$=22450\ \text{кгс}>Q=18500\ \text{кгс},$$

т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Пример 11. Дано: железобетонная плита покрытия пролетом 11,85 м с равномерно распределенной нагрузкой на одно продольное ребро $p=1{,}3$ тс/м; размеры поперечного сечения ребра $b=10$ см, $h=45$ см, $h_0=40$ см; бетон марки М 400 ($R_{пр}=150$ кгс/см², $R_р=10$ кгс/см² с учетом $m_{б1}=0{,}85$); хомуты сварные класса А-III ($R_{а.х}=2700$ кгс/см²); поперечная сила на опоре $Q=7{,}7$ тс.

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии от опоры и на сколько может быть увеличен их шаг.

Расчет. Проверяем требование п. 3.20.

$$0{,}35\ R_{пр}\,b\,h_0=0{,}35\cdot150\cdot10\cdot40=21000\ \text{кгс}>Q=7700\ \text{кгс}.$$

Так как $k_1R_рbh_0=0{,}6\cdot10\cdot10\cdot40=2400$ кгс $<Q$, согласно п. 3.21 поперечную арматуру подбираем из расчета по прочности. Согласно п. 5.44 шаг u_1 у опоры должен быть не более $^1/_2\ h=22{,}5$ см и не более 15 см, а в пролете — не более $^3/_4h=^3/_4\cdot45=34$ см и не более 50 см. Принимаем шаг хомутов у опоры $u_1=15$ см, а в пролете $u_2=30$ см.

Максимально допустимый шаг хомутов согласно формуле (67) равен:

$$u_{макс}=\frac{1{,}5\ R_р\,b\,h_0^2}{Q}=\frac{1{,}5\cdot10\cdot10\cdot40^2}{7700}=31{,}1\ \text{см}>u_1=15\ \text{см}.$$

По формуле (72) определим требуемую интенсивность хомутов приопорного участка с учетом разгружающего влияния нагрузки $p_1=p/2=1{,}3/2=0{,}65$ тс/м $=6{,}5$ кгс/см (см. п. 3.27);

$$q_{х1}=\frac{Q^2}{8\ R_р\,b\,h_0^2}-p_1=\frac{7700^2}{8\cdot10\cdot10\cdot40^2}-6{,}5=39{,}8\ \text{кгс/см}.$$

Проверим для требуемой интенсивности хомутов условие (66), п. 3.23

$$\frac{R_p\, b}{2} = \frac{10 \cdot 10}{2} = 50 \text{ кгс/см} > \frac{R_{a.x}\, F_x}{u} = q_{x1} = 39{,}8 \text{ кгс/см};$$

т. е. условие (66) не соблюдается.

Поскольку требования п. 3.34 не соблюдаются ($Q > 0{,}6\, R_p\, b\, h_0 + 2\, p_1 h_0 = 2400 + 2 \cdot 6{,}5 \cdot 40 = 2920$ кгс), выполнение условия (66) обязательно. Принимаем

$$\frac{R_{a.x}\, F_x}{u_1} = 50 \text{ кгс/см}.$$

Откуда

$$F_x = \frac{50 \cdot u_1}{R_{a.x}} = \frac{50 \cdot 15}{2700} = 0{,}278 \text{ см}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении один хомут диаметром 6 мм ($F_x = 0{,}283$ см^2).

Интенсивность хомутов в пролете определим по формуле

$$q_{x2} = \frac{R_{a.x}\, F_x}{u_2} = \frac{2700 \cdot 0{,}283}{30} = 25{,}5 \text{ кгс/см} < \frac{R_p\, b}{2} = 50 \text{ кгс/см}.$$

Так как интенсивность хомутов q_{x2} не удовлетворяет условию (66), минимальную длину участка с шагом хомутов $u_1 = 15$ см определим по формуле (74) с заменой $Q_{x.б2}$ на $Q_1 = 0{,}6 \cdot R_p b h_0 = 2{,}4$ тс;

$$l_1 = \frac{Q - Q_1}{p} = \frac{7{,}7 - 2{,}4}{1{,}3} = 4{,}08 \text{ м} > \frac{1}{4}\, l = \frac{11{,}85}{4} = 2{,}96 \text{ м}$$

(см. п. 5.44).

Принимаем длину участка с шагом хомутов $u_1 = 15$ см равной 4,08 м

Пример 12. Дано: железобетонная балка покрытия с размерами поперечного сечения $b = 8$ см, $h = 90$ см, $h_0 = 85$ см нагружена сосредоточенными силами от плит покрытия согласно рис. 20; бетон марки М 300, сварные хомуты класса А-III ($R_{a \cdot x} = 2700$ кгс/см^2), нагрузка от подвесных кранов отсутствует, нагрузка ки 0,32 тс/м. Требуется подобрать диаметр хомутов, их шаг у опоры и выяснить, на каком расстоянии и на сколько может быть увеличен их шаг.

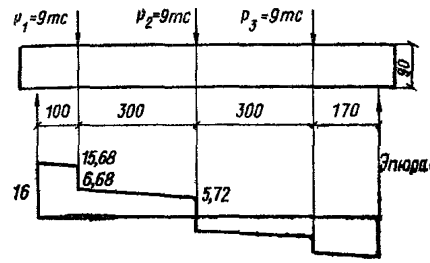


Рис. 20. К примеру 12

Расчет. Максимальная поперечная сила у опоры равна (см. рис. 20):

$$Q_{макс} = \frac{9 \cdot (1{,}7 + 4{,}7 + 7{,}7) + 0{,}32 \cdot 0{,}5 \cdot 8{,}7}{8{,}7} = 16 \text{ тс}.$$

Поскольку нагрузки малой суммарной длительности отсутствуют, согласно п. 3.1 принимаем $m_{б1} = 0{,}85$ и, следовательно, для мар-

ки бетона М 300 имеем $R_{пр}=115$ кгс/см², $R_р=8{,}5$ кгс/см². Проверяем условие (61), п. 3.20.

$$0{,}35\,R_{пр}\,b\,h_0 = 0{,}35\cdot 115\cdot 8\cdot 85 = 21400 \text{ кгс} > Q_{макс} = 16000 \text{ кгс}.$$

Определим требуемую интенсивность хомутов исходя из максимальной поперечной силы у опоры $Q=Q_{макс}=16$ тс по формуле (72):

$$q_x = \frac{Q^2}{8\,R_р\,b\,h_0^2} = \frac{16000^2}{8\cdot 8{,}5\cdot 8\cdot 85^2} = 65{,}1 \text{ кгс/см}.$$

Этой интенсивности соответствует невыгоднейшее наклонное сечение с длиной проекции, равной:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2\,R_р\,b\,h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{2\cdot 8{,}5\cdot 8\cdot 85^2}{65{,}1}} = 123 \text{ см} > c_1 = 100 \text{ см},$$

т. е. в пределах невыгоднейшего наклонного сечения действует сосредоточенная сила $P_1=9$ тс.

Согласно п. 3.27 интенсивность хомутов можно уменьшить, определяя ее по формуле (72) при $Q=Q_{макс}-P_1$ или из условия (73).

По формуле (72)

$$q_x = \frac{(Q_{макс}-P_1)^2}{8\,R_р\,b\,h_0^2} = \frac{(16000-9000)^2}{8\cdot 8{,}5\cdot 8\cdot 85^2} = 12{,}47 \text{ кгс/см}.$$

Из условия (73), принимая Q с учетом разгружающего влияния половины нагрузки от собственного веса в пределах длины $c_1=100$ см (см. п. 3.27), т. е.

$$Q = 16 - \frac{0{,}32\cdot 1}{2} = 15{,}84 \text{ тс},$$

получаем

$$q_x = \frac{Q-\dfrac{2\,R_р\,b\,h_0^2}{c_1}}{c_1} = \frac{15840-\dfrac{2\cdot 8{,}5\cdot 8\cdot 85^2}{100}}{100} = 60{,}2 \text{ кгс/см}.$$

Принимаем максимальное значение $q_{x1}=60{,}2$ кгс/см.

Проверяем условие (66), п. 3.23:

$$\frac{R_р\,b}{2} = \frac{8{,}5\cdot 8}{2} = 34 \text{ кгс/см} < q_{x1} = 60{,}2 \text{ кгс/см}.$$

Определяем шаг хомутов на приопорном участке, принимая в сечении два хомута диаметром 6 мм ($F_x=0{,}57$ см²),

$$u_1 = \frac{R_{а.\,x}\,F_x}{q_{x1}} = \frac{2700\cdot 0{,}57}{60{,}2} = 25{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем $u_1=25$ см. Поскольку $u_1=25<h/3=30$ см, требования п. 5.44 удовлетворены.

Назначаем шаг хомутов на участке с меньшей интенсивностью хомутов $u_2=40$ см, удовлетворяющий требованиям п. 5.44, б для пролетного участка ($u_2=40<50$ см и $u_2<{}^3/_4 h=67{,}5$ см).

Интенсивность хомутов в пролете равна:

$$q_{x2} = \frac{R_{a.x} F_x}{u_2} = \frac{2700 \cdot 0{,}57}{40} = 38{,}4 \text{ кгс/см}^2 > \frac{R_p b}{2} =$$

$$= 34 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. интенсивность хомутов q_{x2} удовлетворяет условию (66) и участок с интенсивностью хомутов u_1 принимаем от опоры до сечения, в котором усилие Q становится меньше усилия $Q_{x.б2}$, равного:

$$Q_{x.б2} = \sqrt{8 R_p b h_0^2 q_{x2}} = \sqrt{8 \cdot 8{,}5 \cdot 8 \cdot 85^2 \cdot 38{,}4} = 12\,300 \text{ кгс},$$

но не менее $^1/_4$ пролета, т. е. 8,7/4=2,17 м (см. п. 5.44). Так как значение $Q_{x.б2}$ больше поперечной силы Q за первым грузом, который расположен ближе к опоре, чем $^1/_4$ пролета, длину участка с шагом u_1=25 см принимаем равным $^1/_4$ пролета, т. е. 2,17 м.

Пример 13. Дано: сплошная плита перекрытия без поперечной арматуры пролетом l=3 м, толщиной h=16 см, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой p=6,5 тс/м²; a=2 см; бетон марки М 300 (R_p=8,5 кгс/см² при учете $m_{б1}$=0,85).

Требуется проверить прочность плиты на действие поперечной силы.

Расчет. $h_0 = h - a = 16 - 2 = 14$ см.

Расчет ведем для полосы плиты шириной b=100 см. Поперечная сила на опоре равна:

$$Q_{макс} = \frac{p l}{2} = \frac{6{,}5 \cdot 3}{2} = 9{,}75 \text{ тс}.$$

Проверяем условие (62), п. 3.21, принимая k_1=0,75:

$$k_1 R_p b h_0 = 0{,}75 \cdot 8{,}5 \cdot 100 \cdot 14 = 8920 \text{ кгс} < Q_{макс} = 9{,}75 \text{ тс},$$

следовательно, расчет по прочности необходим.

Прочность проверяем согласно п. 3.34, принимая k_2=2,5; k_3= =1,5:

$$k_2 R_p b h_0 = 2{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 100 \cdot 14 = 29750 \text{ кгс} > Q_{макс},$$

т. е. условие (82) выполняется.

Проверяем условие (84). Для этого вычисляем

$$p_1 = p/2 = 6{,}5/2 = 3{,}25 \text{ тс/м} = 32{,}5 \text{ кгс/см},$$

$$2\sqrt{k_3 R_p b h_0^2 p_1} = 2\sqrt{1{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 100 \cdot 14^2 \cdot 32{,}5} =$$

$$= 5700 \text{ кгс} < k_1 R_p b h_0 + 2 p_1 h_0 = 8920 + 2 \cdot 32{,}5 \cdot 14 = 9830 \text{ кгс}.$$

Так как $Q_{макс}$=9750 кгс<$k_1 R_p b h_0 + 2 p_1 h_0$=9830 кгс, условие (84) выполнено и прочность плиты по поперечной силе обеспечена.

Пример 14. Дано: двускатная балка покрытия с размерами по рис. 21; бетон марки М 400, поперечная арматура из хомутов диаметром 10 мм, по одному в сечении ($F_x=0{,}785$ см^2), с шагом 15 см класса А-III ($R_{а\cdot x}=2700$ кгс/см^2); поперечная сила на опоре с учетом нагрузки от подвесных кранов $Q_{II}=25$ тс, без учета этой нагрузки $Q_I=20$ тс.

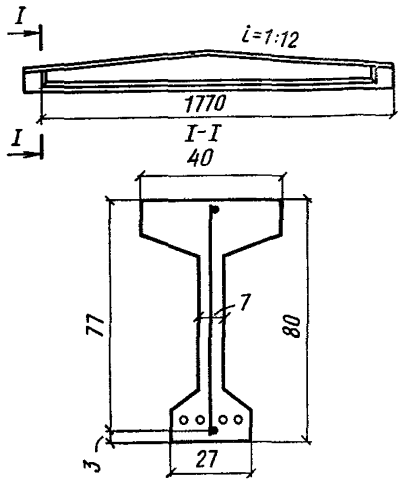


Рис. 21. примеру 14

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет. Поскольку имеет место нагрузка малой суммарной длительности (крановая), в соответствии с п. 3.1 определим коэффициент $m_{б.д}=0{,}85\times$ $\times Q_{II}/Q_I=0{,}85\,\dfrac{25}{20}=1{,}06\leqslant 1{,}1.$

Следовательно, расчет ведем только по случаю «б» — на действие $Q_{II}=25$ тс при расчетных сопротивлениях бетона $R_{пр}=175\cdot 1{,}06=186$ кгс/см^2 и $R_р=12\cdot 1{,}06=12{,}7$ кгс/см^2.

Для опорного сечения $h_0=77$ см, $b=7$ см (см. рис. 21).

Проверяем условие (61), п. 3.20.

$$0{,}35\,R_{пр}\,b\,h_0=0{,}35\cdot 186\cdot 7\cdot 77=35100\ \text{кгс}>Q_{II}=25\,000\ \text{кгс}.$$

Прочность наклонного сечения проверяем из условия (68), п. 3.25, с учетом указаний п. 3.31.

Интенсивность хомутов равна:

$$q_x=\frac{R_{а.\,x}\,F_x}{u}=\frac{2700\cdot 0{,}785}{15}=141{,}3\ \text{кгс/см}>\frac{R_р\,b}{2}=$$

$$=\frac{12{,}7\cdot 7}{2}=44{,}5\ \text{кгс/см},$$

т. е. условие (66), п. 3.23, выполняется.

По формуле (78) определим значения $Q_{x.б}$, вычислив предварительно значение A. Из рис. 21:

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{1}{12}=0{,}0833;$$

$$A=4\operatorname{tg}\beta\,R_р\,b\,h_0=4\cdot 0{,}0833\cdot 12{,}7\cdot 7\cdot 77=2280\ \text{кгс};$$

$$Q_{\text{х. б}} = \sqrt{8 R_{\text{р}} b h_0^2 q_{\text{х}} + A^2} + A =$$

$$= \sqrt{8 \cdot 12{,}7 \cdot 7 \cdot 77^2 \cdot 141{,}3 + 2280^2} + 2280 = 26800 \text{ кгс} > Q_{\text{II}} =$$

$$= 25\,000 \text{ кгс},$$

т. е. условие (68) выполнено и прочность наклонного сечения обеспечена.

Пример 15. Дано: плита покрытия с растянутой гранью, наклонной к продольной оси элемента, с размерами по рис. 22; бетон

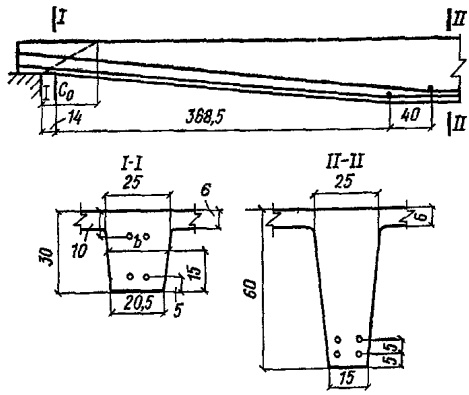


Рис. 22. К примеру 15

марки М 500 ($R_{\text{р}}$=11 кгс/см², при учете $m_{б1}$=0,85), хомуты класса А-III ($R_{\text{а.х}}$=2700 кгс/см²), диаметром 8 мм ($F_{\text{х}}$=0,503 см²) и шагом u=10 см; отогнутая арматура класса А-V ($R_{\text{а.х}}$=5100 кгс/см²) в виде двух стержней диаметром 25 мм ($F_{\text{о}}$=9,82 см²); поперечная сила на опоре 18,6 тс.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет. Расчет ведем согласно п. 3.32.

Из рис. 22 имеем h_0=30—5=25 см. Размер b на уровне середины высоты сечения равен:

$$b = 20{,}5 + \frac{15}{24}(25 - 20{,}5) = 23{,}3 \text{ см}.$$

Проверяем условие (61), п. 3.20, принимая $R_{\text{пр}}$, как для марки бетона М 400 при $m_{б1}$=0,85, т. е. $R_{\text{пр}}$=150 кгс/см².

$$0{,}35\, R_{\text{пр}}\, b\, h_0 = 0{,}35 \cdot 150 \cdot 23{,}3 \cdot 25 = 30600 \text{ кгс} > Q = 18600 \text{ кгс}.$$

Интенсивность хомутов равна:

$$q_{\text{х}} = \frac{R_{\text{а. х}} F_{\text{х}}}{u} = \frac{2700 \cdot 0{,}503}{10} = 136 \text{ кгс/см} > \frac{R_{\text{р}} b}{2} =$$

$$= \frac{11 \cdot 23{,}3}{2} = 128 \text{ кгс/см},$$

т. е. условие (66), п. 3.23, выполняется.

Проекцию невыгоднейшего наклонного сечения определяем по формуле (71)

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 R_p b h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 11 \cdot 23{,}3 \cdot 25^2}{136}} = 48{,}5 \text{ см}.$$

Из рис. 22 определим:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{60 - 30}{368{,}5} = 0{,}0814;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{50 - 10}{368{,}5 + 40} = 0{,}098;$$

откуда

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}098^2}} = 0{,}995;$$

$$\sin \alpha = \cos \alpha \operatorname{tg} \alpha = 0{,}995 \cdot 0{,}098 = 0{,}0975.$$

Момент в сечении, проходящем через конец наклонного сечения, равен (нагрузкой в пределах наклонного сечения пренебрегаем):

$$M = Q c_0 = 18600 \cdot 48{,}5 = 902000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Рабочая высота этого сечения

$$h_{01} = h_0 + (c - 14) \operatorname{tg} \beta = 25 + (48{,}5 - 14) \cdot 0{,}0814 = 27{,}7 \text{ см}.$$

Плечо внутренней пары сил z в этом сечении определим, принимая равнодействующую усилий в сжатой зоне по середине сжатой полки, т. е.

$$z = h_{01} - 0{,}5 h_п' = 27{,}7 - 0{,}5 \cdot 6 = 24{,}7 \text{ см}.$$

Значение z_0 определим по формуле (81), принимая $z_1 = 50$ см и $a = 14 + 368{,}5 + 40 = 392{,}5$ см.

$$z_0 = z_1 \cos \alpha + (c_0 - a) \sin \alpha = 50 \cdot 0{,}995 +$$

$$+ (48{,}5 - 392{,}5) \cdot 0{,}0975 = 13{,}3 \text{ см}.$$

Тогда по формуле (80)

$$Q_a = \frac{M - 0{,}5 q_x c_0^2 - R_{a.x} F_0 z_0}{z} \operatorname{tg} \beta =$$

$$= \frac{902\,000 - 0{,}5 \cdot 136 \cdot 48{,}5^2 - 5100 \cdot 9{,}82 \cdot 13{,}3}{24{,}7} 0{,}0814 = 250 \text{ кгс}.$$

Усилие, воспринимаемое бетоном и хомутами, определим по формуле

$$Q_{x.б} = \sqrt{8 R_p b h_0^2 q_x} = \sqrt{8 \cdot 11 \cdot 23{,}3 \cdot 25^2 \cdot 136} = 13\,200 \text{ кгс}.$$

Прочность наклонного сечения проверяем из условия (76), п. 3.29 уменьшая поперечную силу Q на значение Q_a, т. е.

$$Q = 18{,}6 - 0{,}25 = 18{,}35 \text{ тс}.$$

$$Q_{x.б} + R_{a.x} F_0 \sin \alpha = 13200 + 5100 \cdot 9{,}82 \cdot 0{,}0975 = 18460 \text{ кгс} >$$

$$> Q = 18{,}35 \text{ тс},$$

т. е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.41 (1.22). При расчете прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов должен приниматься во внимание случайный эксцентрицитет $e_0^{сл}$, обусловленный не учтенными в расчете факторами, в том числе неоднородностью свойств бетона по сечению. Значение $e_0^{сл}$ следует принимать не менее: $^1/_{600}$ всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления элемента), учитываемой в расчете; $^1/_{30}$ высоты сечения элемента; 1 см.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентрицитета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равной эксцентрицитету, полученному из статического расчета конструкций, но не менее $e_0^{сл}$.

В элементах статически определимых конструкций (например, фахверковые стойки, стойки ЛЭП) эксцентрицитет e_0 находится как сумма эксцентрицитетов — определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

3.42. Расчет внецентренно сжатых элементов должен производиться с учетом влияния прогиба элемента как в плоскости эксцентрицитета продольной силы (в плоскости изгиба), так и в нормальной к ней плоскости. В последнем случае принимается, что продольная сила приложена с эксцентрицитетом e_0, равным случайному эксцентрицитету $e_0^{сл}$ (см. п. 3.41).

Влияние прогиба элемента учитывается согласно указаниям пп. 3.45 и 3.46.

Расчет из плоскости изгиба можно не производить, если гибкость элемента l_0/r (для прямоугольных сечений l_0/h) в плоскости изгиба превышает гибкость в плоскости, нормальной плоскости изгиба.

При наличии расчетных эксцентрицитетов в двух направлениях производится расчет на косое внецентренное сжатие.

3.43. Для наиболее часто встречающихся видов внецентренно сжатых предварительно-напряженных элементов (прямоугольного и двутаврового сечений с симметричной арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой граней; кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по окружности) расчет прочности нормальных сечений при расположении продольной силы в плоскости симметрии производится согласно пп. 3.47—3.49. При этом граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R и напряжение σ_c в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, определяются как для изгибаемых элементов согласно пп. 3.6 и 3.8.

Коэффициент условий работы высокопрочной арматуры m_{a4}, определяемый согласно п. 3.7, учитывается в расчетах внецентренно сжатых элементов, если гибкость $l_0/r \leqslant 35$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h \leqslant 10$).

Для других видов сечений, а также при косом внецентренном сжатии расчет нормальных сечений производится по формулам общего случая расчета нормального сечения изгибаемых элементов со-

гласно п. 3.18; при этом в правую часть формулы (57) добавляется значение N, а за $\overline{M}$ в формуле (56) принимается момент продольной силы N относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удаленного от указанной прямой.

3.44. Расчет прочности наклонных сечений внецентренно сжатых элементов производится аналогично расчету изгибаемых элементов в соответствии с пп. 3.19—3.40, за исключением условия (66), п. 3.23.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОГИБА ЭЛЕМЕНТА

3.45(3.24). Влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольного усилия следует учитывать, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента путем умножения эксцентрицитета e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}}, \qquad (91)$$

где $N_{кр}$ — условная критическая сила, принимаемая равной:

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\, E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_н} + 0{,}1\right) + n\, I_а\right], \qquad (92)$$

I и $I_а$ — моменты инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей продольной арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения;

$k_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии:

$$k_{дл} = 1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1}; \qquad (93)$$

M_1 и $M_1^{дл}$ — моменты внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести крайнего ряда арматуры, расположенного у растянутой (менее сжатой) грани параллельно этой грани, соответственно от полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

t — коэффициент, принимаемый равным e_0/h, но не менее величины

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\, l_0/h - 0{,}001\, R_{пр} \qquad (94)$$

(здесь $R_{пр}$ — в кгс/см² допускается принимать при $m_{б1}=1$);

l_0 — принимается по п. 3.46;

$k_н$ — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой $k_н$ определяется по формуле

$$k_н = 1 + 40\,\frac{\sigma_{б.н}}{R_{пр\,II}}\,\frac{e_0}{h}, \qquad (95)$$

здесь $\sigma_{б.н}$ — напряжения обжатия в бетоне (см. п. 1.28) с учетом всех потерь при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы;

e_0/h — принимается не более 0,25.

Для круглых и кольцевых сечений значение h в формулах (94) и (95) заменяется на D.

При гибкости элемента $l_0/r \leqslant 14$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h \leqslant 4$) допускается принимать $\eta = 1$.

При гибкости $14 < \frac{l_0}{r} \leqslant 35$ ($4 < \frac{l_0}{h} \leqslant 10$) и при $\mu < 1{,}5\%$ допускается принимать

$$N_{кр} = \frac{2{,}5\, E_б\, F}{l_0^2}.$$

При $N \geqslant N_{кр}$ следует увеличить размеры сечения.

При расчетных эксцентрицитетах в двух направлениях коэффициент η определяется отдельно для каждого направления и умножается на соответствующий эксцентрицитет.

3.46. Для внецентренно сжатых элементов, имеющих несмещаемые опоры (например, фахверковые стойки), а также для элементов, не связанных с другими конструкциями (например, стойки ЛЭП), расчетные длины l_0 определяются из расчета на устойчивость.

Расчетные длины колонн одноэтажных и многоэтажных зданий определяются согласно указаниям «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ РАСПОЛОЖЕНИИ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ В ПЛОСКОСТИ СИММЕТРИИ

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ (РИС. 23)

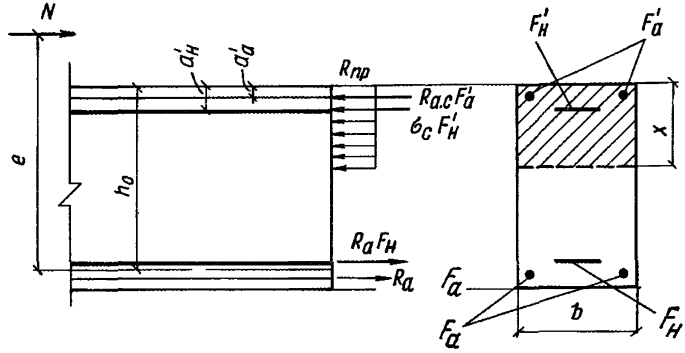


Рис. 23. Схема усилий в прямоугольном сечении внецентренно сжатого железобетонного элемента

3.47. Расчет прямоугольных сечений с симметричной арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) граней элемента, производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны:

$$x = \frac{N + F_н\,(m_{а\,4}\, R_а - \sigma_с)}{R_{пр}\, b} \qquad (96)$$

а) при $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ (см. табл. 25) — из условия

$$N e \leqslant R_{пр}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) + \sigma_c\, F'_н\, (h_0 - a'_н) + \\ + R_{а.\,с}\, F'_а\, (h_0 - a'_а)\,; \qquad (97)$$

б) при $\xi > \xi_R$ — также из условия (97), при этом, если применяется арматура с условным пределом текучести (см. п. 2.16), высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{N + R_а\, F_н\, (0{,}8 + \xi_у\, k) - \sigma_c\, F'_н}{R_{пр}\, b + R_а\, F_н\, k/h_0}\,, \qquad (98)$$

где $\xi_у$ и k — определяются по формулам

$$\xi_у = \frac{\xi_0}{1 + \dfrac{0{,}8\, R_а - \sigma_0}{\sigma_\varepsilon}\left(1 - \dfrac{\xi_0}{1{,}1}\right)}\,; \qquad k = \frac{0{,}2}{\xi_у - \xi_R}$$

или по табл. 27;
σ_ε, ξ_0 и σ_0 — см. п. 3.6.

Если значение x, определенное по формуле (98), оказывается больше $\xi_у h_0$, то в условие (97) подставляется значение x, равное:

$$x = -T + \sqrt{T^2 + \frac{\overline{R}_а\, \xi_0\, h_0\, (F_н + F_а)}{R_{пр}\, b}}\,, \qquad (99)$$

где

$$T = \frac{(\overline{R}_а - \sigma_0)\, F_н + \overline{R}_а\, F_а + \sigma_c\, F'_н + R_{а.\,с}\, F'_а - N}{2\, R_{пр}\, b}\,;$$

$\overline{R}_а$ определяется по формуле

$$\overline{R}_а = \frac{\sigma_\varepsilon}{1 - \xi_0/1{,}1}$$

или по табл. 27.

При наличии ненапрягаемой арматуры A и A' с условным пределом текучести следует учитывать примечание к п. 3.3, распространяя его и на арматуру A'.

Если используется напрягаемая арматура с физическим пределом текучести, высота сжатой зоны x при $\xi > \xi_R$ всегда определяется по формуле (99).

Значение e вычисляется по формуле

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}\,, \qquad (100)$$

при этом эксцентрицитет e_0 определяется с учетом прогиба элемента согласно пп. 3.45 и 3.46.

Примечание. При большом количестве ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_а F_а > 0{,}2\, R_а F_н$) не следует пользоваться формулами (98) и (99). В этом случае высота сжатой зоны x определяется по формулам общего случая согласно п .3.18 с учетом п. 3.43.

ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

3.48. Расчет двутавровых сечений с симметричной арматурой, сосредоточенной в полках, производится следующим образом.

Если соблюдается условие

$$N \leqslant R_{пр}\, b'_п\, h'_п - F_н\, (m_{а\,4}\, R_а - \sigma_с) \qquad (101)$$

(т. е. граница сжатой зоны проходит в полке), то расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$ в соответствии с указаниями п. 3.47.

Если условие (101) не соблюдается (т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре), расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N + F_н\, (m_{а\,4}\, R_а - \sigma_с) - R_{пр}\, F_{св}}{R_{пр}\, b}. \qquad (102)$$

а) при $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ (см. табл. 25) прочность сечения проверяется из условия

$$N e \leqslant R_{пр}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) + R_{пр}\, F_{св}\, (h_0 - 0{,}5\, h'_п) + \\ + \sigma_с\, F'_н\, (h_0 - a'_н) + R_{а.\,с}\, F'_а\, (h_0 - a'_а); \qquad (103)$$

б) при $\xi > \xi_R$ прочность сечения проверяется также из условия (103), при этом высота сжатой зоны x при арматуре с условным пределом текучести (см. п. 2.16) определяется по формуле

$$x = \frac{N + R_а\, F_н\, (0{,}8 + \xi_у\, k) - R_{пр}\, F_{св} - \sigma_с\, F'_н}{R_{пр}\, b + R_а\, F_н\, k/h_0}, \qquad (104)$$

где $\xi_у$ и k — см. п. 3.47 или табл. 27.

В формулах (102)—(104):

$F_{св}$ — площадь сечения сжатых свесов полки:

$$F_{св} = (b'_п - b)\, h'_п.$$

Если значение x, определенное по формуле (104), оказывается больше $\xi_у h_0$, то в условие (103) подставляется значение x, равное:

$$x = -T + \sqrt{T^2 + \frac{\overline{R}_а\, \xi_0\, h_0\, (F_н + F_а)}{R_{пр}\, b}}, \qquad (105)$$

где

$$T = \frac{(\overline{R}_а - \sigma_0)\, F_н + \overline{R}_а\, F_а + \sigma_с\, F'_н + R_{а.\,с}\, F'_а + R_{пр}\, F_{св} - N}{2\, R_{пр}\, b};$$

$\overline{R}_а$ — см. табл. 27.

При напрягаемой арматуре с физическим пределом текучести высоту сжатой зоны x при $\xi > \xi_R$ всегда определяют по формуле (105).

Таблица 27

Коэффициент условий работы бетона $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_a}{R_a}$	Значения ξ_0, $\overline{R}_a$, k и ξ_y для бетона марки									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
0,85	Любой	ξ_0	Любое	0,79	0,774	0,758	0,746	0,73	0,718	0,702	0,682	0,654	0,638
		$\overline{R}_a$	»	17 740	16 870	16 080	15 530	14 860	14 240	13 810	13 160	12 560	12 010
	А-IV, Ат-IV	k	1	1,04	1,01	0,99	0,98	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91
			0,6	1,27	1,25	1,24	1,23	1,22	1,21	1,21	1,21	1,21	1,22
			0,4	1,39	1,38	1,37	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36	1,37	1,38
		ξ_y	1	0,84	0,82	0,81	0,8	0,78	0,77	0,76	0,74	0,72	0,7
			0,6	0,75	0,73	0,71	0,7	0,68	0,67	0,65	0,63	0,61	0,59
			0,4	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63	0,61	0,59	0,57	0,55
	А-V, Ат-V и Атп-V	k	1	0,97	0,94	0,92	0,91	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84
			0,6	1,25	1,23	1,22	1,21	1,21	1,2	1,2	1,2	1,2	1,21
			0,4	1,4	1,39	1,39	1,38	1,38	1,38	1,38	1,39	1,4	1,42
		ξ_y	1	0,85	0,84	0,82	0,81	0,8	0,78	0,77	0,76	0,74	0,72
			0,6	0,74	0,72	0,7	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62	0,6	0,58
			0,4	0,69	0,67	0,65	0,64	0,63	0,61	0,59	0,57	0,55	0,53
	Ат-VI	k	1	0,89	0,87	0,85	0,84	0,82	0,81	0,8	0,79	0,78	0,77
			0,6	1,23	1,22	1,21	1,2	1,19	1,19	1,19	1,19	1,2	1,21
			0,4	1,42	1,41	1,4	1,4	1,41	1,41	1,42	1,43	1,45	1,47
		ξ_y	1	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,8	0,79	0,78	0,76	0,74
			0,6	0,72	0,71	0,69	0,68	0,66	0,64	0,63	0,61	0,59	0,57
			0,4	0,67	0,65	0,63	0,62	0,6	0,58	0,57	0,55	0,53	0,51
	К-7 (Ø 12, Ø 15) В-II (Ø 5, Ø 6) Вр-II (Ø 4, Ø 5)	k	1	0,77	0,76	0,73	0,72	0,71	0,7	0,69	0,68	0,67	0,66
			0,6	1,2	1,19	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,19	1,2	1,21
			0,4	1,44	1,44	1,45	1,45	1,46	1,47	1,49	1,5	1,52	1,55
		ξ_y	1	0,9	0,89	0,88	0,87	0,86	0,84	0,84	0,82	0,8	0,79
			0,6	0,7	0,68	0,67	0,65	0,64	0,62	0,61	0,58	0,56	0,54
			0,4	0,63	0,61	0,6	0,58	0,56	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47
1 и 1,1	Любой	ξ_0	Любое	0,77	0,754	0,734	0,714	0,698	0,678	0,662	0,634	0,602	0,578
		$\overline{R}_a$	»	13 330	12 570	12 020	11 400	10 940	10 420	10 040	9440	8910	8430
	А-IV и Ат-IV	k	1	0,83	0,81	0,8	0,79	0,78	0,77	0,76	0,76	0,76	0,76
			0,6	1,08	1,07	1,06	1,06	1,06	1,06	1,07	1,08	1,09	1,12
			0,4	1,21	1,21	1,21	1,21	1,22	1,23	1,24	1,26	1,29	1,32

Продолжение табл. 27

Коэффициент условий работы бетона, $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	$\frac{\sigma_0}{R_a}$	Значения ξ_0, $\overline{R}_a$, k и ξ_y для бетона марки									
				М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
1 и 1,1	А-IV и Ат-IV	ξ_y	1 0,6 0,4	0,83 0,72 0,67	0,81 0,69 0,65	0,8 0,68 0,63	0,78 0,66 0,61	0,77 0,64 0,59	0,75 0,62 0,57	0,74 0,6 0,55	0,71 0,57 0,52	0,68 0,54 0,49	0,66 0,52 0,47
	А-V, Ат-V и Атп-V	k	1 0,6 0,4	0,77 1,07 1,24	0,75 1,06 1,24	0,74 1,06 1,24	0,73 1,06 1,25	0,72 1,06 1,26	0,71 1,07 1,27	0,7 1,07 1,28	0,69 1,09 1,31	0,69 1,11 1,35	0,69 1,13 1,39
		ξ_y	1 0,6 0,4	0,85 0,7 0,65	0,84 0,68 0,62	0,82 0,66 0,61	0,8 0,64 0,59	0,79 0,62 0,57	0,77 0,6 0,54	0,76 0,59 0,53	0,73 0,56 0,5	0,71 0,53 0,47	0,68 0,5 0,44
	Ат-VI	k	1 0,6 0,4	0,71 1,07 1,27	0,69 1,06 1,28	0,68 1,06 1,28	0,66 1,06 1,29	0,65 1,06 1,31	0,64 1,07 1,32	0,64 1,08 1,34	0,63 1,1 1,39	0,62 1,12 1,42	0,62 1,15 1,47
	Ат-VI	ξ_y	1 0,6 0,4	0,88 0,69 0,62	0,86 0,67 0,6	0,85 0,65 0,58	0,83 0,63 0,56	0,82 0,61 0,54	0,8 0,59 0,52	0,79 0,57 0,5	0,76 0,54 0,47	0,74 0,51 0,45	0,71 0,49 0,42
	К-7 (∅ 12, ∅ 15) В-II (∅ 5, ∅ 6) Вр-II (∅ 4, ∅ 5)	k	1 0,6 0,4	0,61 1,06 1,33	0,59 1,06 1,35	0,58 1,06 1,36	0,56 1,07 1,38	0,55 1,07 1,4	0,54 1,08 1,42	0,53 1,09 1,45	0,52 1,12 1,49	0,51 1,15 1,55	0,51 1,18 1,62
		ξ_y	1 0,6 0,4	0,92 0,66 0,58	0,91 0,64 0,56	0,95 0,62 0,54	0,88 0,6 0,52	0,87 0,58 0,5	0,86 0,56 0,48	0,85 0,54 0,46	0,83 0,51 0,43	0,8 0,49 0,41	0,78 0,46 0,38

σ_0 — предварительное напряжение при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы (см. п. 1.24);

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008\,R_{пр}; \quad \xi_y = \frac{\xi_0}{1 + \frac{0{,}8\,R_a - \sigma_0}{\overline{R}_a}};$$

$$\overline{R}_a = \frac{\sigma_\varepsilon}{1 - \xi_0/1{,}1}; \quad k = \frac{0{,}2}{\xi_y - \xi_R}.$$

Примечания: 1. При использовании коэффициентов $m_б$ из табл. 13 не допускается применение табличных значений ξ_0, $\overline{R}_a$, k и ξ_y.

2. При использовании коэффициента $m_{б.д}$ согласно п. 3.1 табличные значения ξ_0, $\overline{R}_a$, k и ξ_y принимаются при $m_{б1}=1$.

При наличии ненапрягаемой арматуры A и A' с условным пределом текучести следует учитывать примечание к п. 3.3, распространяя его и на арматуру A'.

Примечания: 1. При переменной высоте свесов полки значение $h'_п$ принимается равным средней высоте свесов.

2. При большом количестве ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_а F_а > 0{,}2\ R_а F_н$) не следует пользоваться формулами (104) и (105). В этом случае высота сжатой зоны определяется по формулам общего случая согласно п. 3.18 с учетом п. 3.43.

КОЛЬЦЕВЫЕ СЕЧЕНИЯ (РИС. 24)

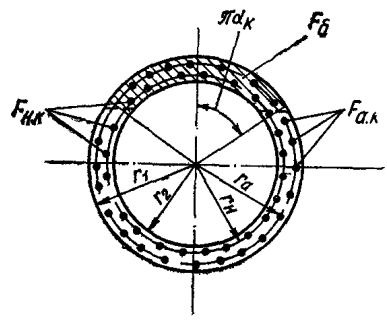


Рис. 24. Схема, принимаемая при расчете кольцевого сечения

3.49(3.21). Расчет элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производиться из условия

$$N e_0 \leqslant (R_{пр} F r_{ср} + R_{а.с} F_{н.к} r_н + R_{а.с} F_{а.к} r_а) \frac{\sin \pi \alpha_к}{\pi} + \\ + R_а F_{н.к} k_н z_н + R_а F_{а.к} k_а z_а , \qquad (106)$$

где $r_{ср} = 0{,}5\ (r_1 + r_2)$;

$F_{н.к}$ — площадь сечения всей напрягаемой продольной арматуры;
$F_{а.к}$ — площадь сечения всей ненапрягаемой арматуры;
$r_н$ и $r_а$ — радиусы окружностей, проходящих через центры тяжести стержней, соответственно площадью $F_{н.к}$ и $F_{а.к}$;
$\alpha_к$ — относительная площадь сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

$$\alpha_к = \frac{N + (\sigma_0 + A_н R_а)\ F_{н.к} + A_а R_а F_{а.к}}{R_{пр} F + (R_{а.с} + \Delta_н A_н R_а) F_{н.к} + (R_{а.с} + \Delta_а A_а R_а) F_{а.к}} , \qquad (107)$$

где $A_н = m_к - \frac{\sigma_0}{R_а}$, $A_а = m_к$;

$m_к = 1{,}1$ — для арматуры с условным пределом текучести (см. п. 2.16);
$m_к = 1$ — для арматуры с физическим пределом текучести;

$$\Delta_{н\,(а)} = 1{,}5 + 6\ R_а \cdot 10^{-5}$$

($R_а$ — в кгс/см²);

σ_0 — предварительное напряжение с учетом коэффициента $m_т$, большего единицы;

$z_н$ и $z_а$ — расстояния от равнодействующей в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемые по формуле

$$z_{н\,(а)} = (0{,}2 + 1{,}3\,\alpha_к)\; r_{н\,(а)}\,; \qquad (108)$$

но принимаемые не более $r_{н(а)}$;

$k_н$ и $k_а$ — коэффициенты, принимаемые равными:

$$k_{н\,(а)} = A_{н\,(а)}\;(1 - \Delta_{н\,(а)}\;\alpha_к), \qquad (109$$

если $k_н \leqslant 0$ либо если $k_а \leqslant 0$, значение $\alpha_к$ снова вычисляется по формуле (107), при этом соответственно принимается $A_н = 0$ либо $A_а = 0$.

Если $\alpha_к < 0{,}15$, в условие (106) подставляется значение $\alpha_к$, определяемое по формуле

$$\alpha_к = \frac{N + (\sigma_0 + k_н R_а)\; F_{н.\,к} + k_а R_а F_{а.\,к}}{R_{пр} F + R_{а.\,с} F_{н.\,к} + R_{а.\,с} F_{а.\,к}}\,, \qquad (110)$$

при этом значения $k_н$, $k_а$, $z_н$ и $z_а$ определяются по формуле (109) и (108) при $\alpha_к = 0{,}15$.

Эксцентрицитет силы N относительно центра тяжести сечения e_0 определяется с учетом прогиба элемента согласно пп. 3.45 и 3.46.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Прямоугольные сечения. Пример 16. Дано: колонна с размерами сечения $b = 40$ см; $h = 70$ см; $a = a' = 4$ см; бетон марки М 400 ($R_{пр} = 190$ кгс/см² при $m_{б1} = 1{,}1$; $R_{прII} = 225$ кгс/см², $E_б = 3 \times 10^5$ кгс/см²); арматура симметричная класса А-V ($R_а = 6400$ кгс/см², $E_а = 1{,}9 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения: напрягаемая — $F_н = 4{,}02$ см² (2Ø16), ненапрягаемая — $F_а = 2{,}01$ см² (1Ø16); предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_0 = 5750$ кгс/см²; площадь приведенного сечения $F_п = 2876$ см²; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжений при $m_т = 0{,}9$ — $N_{02} = 39\,670$ кгс; продольные силы от постоянных и длительных нагрузок $N_{дл} = 189$ тс, от всех нагрузок $N = 245$ тс; изгибающий момент от кратковременных нагрузок, полученный из статического расчета по недеформированной схеме, $M = M_{кр} = 26{,}5$ тс·м; расчетная длина $l_0 = 14{,}6$ м.

Требуется проверить прочность сечения

Расчет. $h_0 = h - a = 70 - 4 = 66$ см.

Так как $l_0/h = 14{,}6/0{,}7 = 20{,}8 > 10$, расчет ведем с учетом прогиба колонны согласно п. 3.45, вычисляя $N_{кр}$ по формуле (92).

Для этого определяем

$$k_{дл} = 1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1} = 1 + \frac{N_{дл}\;\dfrac{h_0 - a'}{2} + M_{дл}}{N\;\dfrac{h_0 - a'}{2} + M} =$$

$$= 1 + \frac{189 \cdot \dfrac{0{,}66 - 0{,}04}{2} + 0}{245 \cdot \dfrac{0{,}66 - 0{,}04}{2} + 26{,}5} = 1{,}57\,;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2650}{245} = 10{,}8 \text{ см} > e_0^{сл} = \frac{h}{30} = \frac{70}{30} = 2{,}3 \text{ см (п. 3.41)};$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{10{,}8}{70} = 0{,}154 > t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_0}{h} - 0{,}001\,R_{пр} = 0{,}5 -$$

$$- 0{,}01 \cdot 20{,}8 - 0{,}001 \cdot 190 = 0{,}102.$$

Следовательно, принимаем $t = e_0/h = 0{,}154$.
Напряжение обжатия в бетоне равно:

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{N_{02}}{F_п} = \frac{39670}{2876} = 13{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку $e_0/h < 0{,}25$, в формуле (95) оставляем $e_0/h = 0{,}154$. Тогда

$$k_н = 1 + 40\,\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_{пр\,II}} \cdot \frac{e_0}{h} = 1 + 40\,\frac{13{,}8}{225} \cdot 0{,}154 = 1{,}38.$$

Моменты инерции бетонного сечения и арматуры равны:

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{40 \cdot 70^3}{12} = 1\,143\,000 \text{ см}^4;$$

$$I_a = 2\,(F_a + F_{11})\left(\frac{h_0 - a'}{2}\right)^2 = 2 \cdot 6{,}03 \cdot 31^2 = 11600 \text{ см}^4;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{19 \cdot 10^5}{3 \cdot 10^5} = 6{,}34.$$

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\,E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_н} + 0{,}1\right) + n\,I_a\right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 3 \cdot 10^5}{1460^2}\left[\frac{1\,143\,000}{1{,}57}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}154/1{,}38} + 0{,}1\right) + 6{,}34 \cdot 11600\right] =$$

$$= 472\,000 \text{ кгс} = 472 \text{ тс}.$$

Коэффициент η определяем по формуле (91)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{245}{472}} = 2{,}08.$$

Значение e равно:

$$e = e_0\,\eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 10{,}8 \cdot 2{,}08 + 31 = 53{,}5 \text{ см}.$$

Проверку прочности ведем согласно п. 3.47. Поскольку в сечении применяется ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести, согласно п. 3.47 и примечанию к п. 3.3 значение $F_н = F'_н$ заменяем на $F_{н.у} = F'_{н.\,у} = F_н + F_a = 6{,}03$ см^2, напряжение σ_0 заменяем на усредненное напряжение

$$\sigma_{0\,y} = 5750\ \frac{F_н}{F_{н.\,y}} = 5750\ \frac{2}{3} = 3830\ \text{кгс/см}^2$$

и принимаем $F_a = F'_a = 0$.

Определяем напряжение в арматуре σ_c согласно п. 3.8, принимая $\sigma_g = 4000$ кгс/см², а σ_{0y} с учетом коэффициента $m_т = 1{,}1$.

$$\sigma_c = \sigma_g - \sigma_{0\,y} = 4000 - 1{,}1 \cdot 3830 = -200\ \text{кгс/см}^2.$$

Поскольку $l_0/h > 10$, принимаем $m_{a4} = 1$.
Высота сжатой зоны равна:

$$x = \frac{N + F_{н.\,y}\,(R_a - \sigma_c)}{R_{пр}\,b} = \frac{245\,000 + 6{,}03\ (6400 + 200)}{190 \cdot 40} = 37{,}5\ \text{см}.$$

Из табл. 25 при $m_{б1} = 1{,}1$, классе арматуры A-V, марке бетона М 400 и $\frac{\sigma_0}{R_a} = \frac{m_т\,\sigma_{0\,y}}{R_a} = \frac{0{,}9 \cdot 3830}{6400} = 0{,}54$ находим значение $\xi_R = 0{,}43$.

Поскольку $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{37{,}5}{66} = 0{,}568 > \xi_R = 0{,}43$, а арматура класса A-V с условным пределом текучести, высоту сжатой зоны определяем по формуле (98). Для этого из табл. 27 при $m_{б1} = 1{,}1$, классе арматуры A-V, марке бетона М 400 и $\frac{\sigma_{0\,y}}{R_a} = 0{,}54$ находим значения $k = 1{,}2$ и $\xi_y = 0{,}59$.
Тогда

$$x = \frac{N + R_a\,F_{н.\,y}\,(0{,}8 + \xi_y\,k) - \sigma_c\,F_{н.\,y}}{R_{пр}\,b + R_a\,F_{н.\,y}\,k/h_0} =$$

$$= \frac{245\,000 + 6400 \cdot 6{,}03\ (0{,}8 + 0{,}59 \cdot 1{,}2) + 200 \cdot 6{,}03}{190 \cdot 40 + 6400 \cdot 6{,}03 \cdot 1{,}2/66} = 36{,}7\ \text{см}.$$

Поскольку $x = 36{,}7$ см $< \xi_y h_0 = 0{,}59 \cdot 66 = 39$ см, оставляем $x = 36{,}7$ см.

Прочность проверяем из условия (97)

$$R_{пр}\,b\,x\ (h_0 - 0{,}5\,x) + \sigma_c\,F_{н.\,y}\ (h_0 - a'_н) =$$

$$= 190 \cdot 40 \cdot 36{,}7\ (66 - 0{,}5 \cdot 36{,}7) - 200 \cdot 6{,}03\ (66 - 4) =$$

$$= 13\,240\,000\ \text{кгс·см} > N\,e = 245\,000 \cdot 53{,}5 = 13\,120\,000\ \text{кгс·см},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

КОЛЬЦЕВЫЕ СЕЧЕНИЯ

Пример 17. Дано: внутренний радиус $r_1 = 15$ см, наружный радиус $r_2 = 25$ см; бетон марки М 300 ($R_{пр} = 145$ кгс/см²; $R_{пр\,II} = 170$ кгс/см², $E_б = 2{,}6 \cdot 10^5$ кгс/см², при $m_{б1} = 1{,}1$); напрягаемая арматура класса A-IV ($R_a = 5000$ кгс/см², $R_{a.c} = 4000$ кгс/см², $E_a = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_{н.к} = 14{,}7$ см² (13Ø12) распределена равномерно по середине толщины кольца; площадь приведенного сечения $F_п = 1369$ см²; предварительное напряжение с учетом

всех потерь $\sigma_0 = 3500$ кгс/см²; продольная сила от постоянных и длительных нагрузок $N = N_{дл} = 25$ тс, изгибающий момент от ветровой нагрузки $M = M_{кр} = 12$ тс·м, расчетная длина элемента $l_0 = 6$ м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Вычисляем площадь кольцевого сечения

$$F = \pi\,(r_2^2 - r_1^2) = 3{,}14\ (25^2 - 15^2) = 1256\ \text{см}^2.$$

Радиус инерции сечения

$$r = \frac{\sqrt{r_1^2 + r_2^2}}{2} = \frac{\sqrt{15^2 + 25^2}}{2} = 14{,}6\ \text{см}.$$

Тогда гибкость элемента $l_0/r = 600/14{,}6 = 41 > 35$.

Следовательно, расчет ведем с учетом прогиба элемента согласно п. 3.45, вычисляя $N_{кр}$ по формуле (92).

Для этого определяем:

$$r_н = r_{ср} = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{15 + 25}{2} = 20\ \text{см};$$

$$k_{дл} = 1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1} = 1 + \frac{N_{дл}\, r_{ср} + M_{дл}}{N\, r_{ср} + M} =$$

$$= 1 + \frac{25 \cdot 0{,}2 + 0}{25 \cdot 0{,}2 + 12} = 1{,}294;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12}{25} = 0{,}48\ \text{м} = 48\ \text{см} > e_0^{сл} = \frac{D}{30} = \frac{50}{30} = 1{,}67\ \text{см}.$$

(см. п. 3.41).

Так как $\dfrac{e_0}{D} = \dfrac{48}{50} = 0{,}96 > t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\,\dfrac{l_0}{D} - 0{,}001\,R_{пр}$,

принимаем

$$t = e_0/D = 0{,}96.$$

Напряжение обжатия в бетоне с учетом $m_т = 0{,}9$ равно:

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{N_0}{F_п} = \frac{F_{н.\,к}\,\sigma_0\,m_т}{F_п} = \frac{14{,}7 \cdot 3500 \cdot 0{,}9}{1369} = 33{,}8\ \text{кгс/см}^2.$$

Поскольку $e_0/D > 0{,}25$, в формуле (95) принимаем $e_0/D = 0{,}25$. Тогда

$$k_н = 1 + 40\,\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_{пр\,II}}\,\frac{e_0}{D} = 1 + 40\,\frac{33{,}8}{170} 0{,}25 = 3.$$

Моменты инерции бетонного сечения и арматуры равны:

$$I = \frac{\pi}{4}\,(r_2^4 - r_1^4) = \frac{3{,}14}{4}\,(25^4 - 15^4) = 267\,000\ \text{см}^4;$$

$$I_а = \frac{F_{н.\,к}\, r_н^2}{2} = \frac{14{,}7 \cdot 20^2}{2} = 2940\ \text{см}^4;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{20 \cdot 10^5}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7;$$

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\, E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_н} + 0{,}1\right) + n\, I_a\right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 2{,}6 \cdot 10^5}{600^2}\left[\frac{267000}{1{,}294}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}96/3} + 0{,}1\right) + 7{,}7 \cdot 2940\right] =$$

$$= 450\,000 \text{ кгс} = 450 \text{ тс}.$$

Коэффициент η равен:

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \dfrac{25}{450}} = 1{,}06.$$

Проверку прочности ведем согласно п. 3.49.

Определяем значение $\alpha_к$ по формуле (107), принимая $F_{а.к}=0$ и $m_к=1{,}1$; для этого вычисляем:

$$\Delta_н = 1{,}5 + 6\, R_а \cdot 10^{-5} = 1{,}5 + 6 \cdot 5000 \cdot 10^{-5} = 1{,}8;$$

$$\sigma_0 = 1{,}1 \cdot 3500 = 3750 \text{ кгс/см}^2;$$

$$A_н = m_к - \frac{\sigma_0}{R_а} = 1{,}1 - \frac{3750}{5000} = 0{,}33;$$

$$\alpha_к = \frac{N + (\sigma_0 + A_н R_а)\, F_{н.к}}{R_{пр} F + (R_{а.с} + \Delta_н A_н R_а)\, F_{н.к}} =$$

$$= \frac{25000 + (3750 + 0{,}33 \cdot 5000)\ 14{,}7}{145 \cdot 1256 + (4000 + 1{,}8 \cdot 0{,}33 \cdot 5000) \cdot 14{,}7} = 0{,}36 > 0{,}15,$$

следовательно, значение $\alpha_к$ оставляем без изменения.

Значение $k_н$ равно:

$$k_н = A_н\ (1 - \Delta_н\, \alpha_к) = 0{,}33\ (1 - 1{,}8 \cdot 0{,}36) = 0{,}116.$$

Так как $k_н > 0$, значение $A_н$ оставляем без изменения.
Значение $z_н$ равно:

$$z_н = (0{,}2 + 1{,}3\, \alpha_к)\ r_н = (0{,}2 + 1{,}3 \cdot 0{,}36) \cdot 20 = 13{,}36 \text{ см}.$$

Проверяем условие (106), принимая эксцентрицитет e_0 с учетом коэффициента η

$$(R_{пр} F r_{ср} + R_{а.с} F_{н.к} r_н) \frac{\sin \pi \alpha_к}{\pi} + R_а F_{н.к} k_н z_н =$$

$$= (145 \cdot 1256 \cdot 20 + 4000 \cdot 14{,}7 \cdot 20) \frac{\sin (3{,}14 \cdot 0{,}36)}{3{,}14} +$$

$$+ 5000 \cdot 14{,}7 \cdot 0{,}116 \cdot 13{,}36 = 1502000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 15{,}02 \text{ тс} \cdot \text{м} >$$

$$> N e_0 \eta = M \eta = 12 \cdot 1{,}06 = 12{,}72 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОБЖАТИЯ

3.50. При расчете элемента на воздействие предварительного обжатия с учетом нагрузок, действующих в стадии изготовления, усилие в напрягаемой арматуре $N_н$ вводится в расчет как внешняя нагрузка. Это усилие определяется следующим образом:

а) при натяжении арматуры на упоры

$$N_н = (\sigma_{01} - 3300)\, F'_н, \qquad (111)$$

где $F'_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в зоне, наиболее сжатой от действия нагрузок в стадии изготовления;

3300 — в кгс/см²;

σ_{01} — определяется при коэффициенте $m_т$, большем единицы;

б) при натяжении арматуры на бетон усилие $N_н$ определяется от всей напрягаемой арматуры, при этом напряжения в ней принимаются равными:

если вся арматура натягивается одновременно — $\sigma_н$,

где $\sigma_н$ — контролируемые напряжения в арматуре (см. п. 1.31);

если арматура натягивается поочередно группами — σ_{01}—$\sigma_п$, где

$$\sigma_п = \frac{F_1}{F_2}\,\frac{F_н - F_{п.н}}{F_н}\,3300,$$

но не более 2800 кгс/см²;

F_1 и F_2 — соответственно наименьшая и наибольшая площади поперечных сечений обжимаемого элемента;

$F_н$ и $F_{п.н}$ — площади сечения соответственно всех групп напрягаемой арматуры и последней группы напрягаемой арматуры.

При расположении усилия $N_н$ в плоскости симметрии сечения и при натяжении арматуры на упоры расчет прочности на действие предварительного обжатия производится согласно пп. 3.52—3.54. При натяжении арматуры на бетон расчет прочности на действие обжатия также можно производить согласно пп. 3.52—3.54, при этом используемая при определении $N_н$ напрягаемая арматура менее обжатой зоны в расчете не учитывается.

При наличии ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести следует учитывать примечание к п. 3.3.

Расчет прочности при обжатии производят с учетом расчетного сопротивления бетона $R^0_{пр}$, соответствующего его передаточной прочности R_0 при коэффициенте условий работы m_{64} (см. табл. 13, поз. 4).

При натяжении арматуры на упоры расчет элементов на действие центрального обжатия может не производиться.

3.51. При натяжении арматуры на упоры влияние прогиба элемента не учитывается. Также не учитывается влияние прогиба элемента при натяжении на бетон арматуры, расположенной в закрытых каналах и не смещаемой по поперечному сечению.

При натяжении на бетон арматуры, расположенной в каналах, пазах, выемках или за пределами сечения, не имеющей сцепления с бетоном и способной смещаться по поперечному сечению элемента, влияние прогиба элемента должно быть учтено согласно указаниям

п. 3.45, как для ненапрягаемого элемента. При этом расчетная длина принимается равной расстоянию между устройствами, прикрепляющими арматуру к бетону по длине элемента, а в значении I_a учитывается только ненапрягаемая арматура.

3.52. Для элементов прямоугольного и таврового сечения с полкой в наименее обжатой зоне (рис. 25) расчет прочности на действие

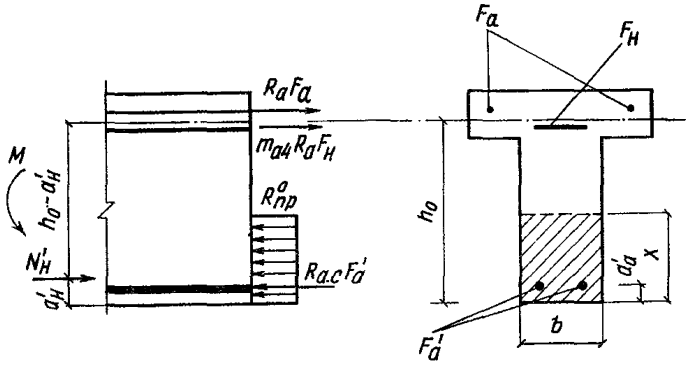


Рис. 25. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно обжатого железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной

предварительного обжатия при арматуре, натягиваемой на упоры, производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N_н + R_a F_a + m_{a4} R_a F_н - R_{a.c} F'_a}{R^0_{пр} b}; \qquad (112)$$

а) при $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ (см. п. 3.6) — из условия

$$N_н e \leqslant R^0_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a); \qquad (113)$$

б) при $\xi > \xi_R$ —из условия

$$N_н e \leqslant A_R R^0_{пр} b h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a), \qquad (114)$$

где $A_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R)$.

Значения ξ_R и A_R при ненапрягаемой арматуре наименее обжатой зоны классов A-III, Вр-I или B-I можно определять по табл. 28.

При наличии в менее обжатой зоне напрягаемой арматуры значения ξ_R и A_R можно определить по табл. 25, п. 3.6 в зависимости от класса этой арматуры, принимая $m_{б1} = 1{,}1$, $\sigma_0 = \sigma_{01}$, а проектную марку бетона равной его передаточной прочности R_0.

Если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность на действие обжатия при необходимости можно несколько увеличить, используя условие (113) при значении x, определенном следующим образом:

Таблица 28

Вид напрягаемой арматуры наиболее обжатой зоны	Класс ненапрягаемой арматуры наименее обжатой зоны	Обозначение	Значения ξ_0, $\overline{R}_a$, ξ_R и A_R при передаточной прочности бетона R_0							
			160	210	245	280	315	350	420	490
Стержневая	Любой	ξ_0	0,78	0,76	0,75	0,73	0,71	0,7	0,67	0,65
		$\overline{R}_a$	13700	12900	12400	11900	11400	11000	10300	9700
	A-III и Bp-I	ξ_R	0,624	0,602	0,585	0,568	0,551	0,536	0,507	0,48
		A_R	0,429	0,421	0,414	0,416	0,399	0,392	0,379	0,365
	B-I	ξ_R	0,633	0,611	0,595	0,577	0,56	0,545	0,516	0,489
		A_R	0,433	0,424	0,418	0,411	0,403	0,396	0,383	0,37
Проволочная	Любой	ξ_0	0,79	0,77	0,75	0,75	0,73	0,71	0,69	0,66
		$\overline{R}_a$	14000	13300	12700	12200	11800	11400	10700	10100
	A-III и Bp-I	ξ_R	0,631	0,61	0,596	0,58	0,564	0,55	0,522	0,497
		A_R	0,432	0,424	0,408	0,412	0,405	0,399	0,386	0,374
	B-I	ξ_R	0,64	0,62	0,606	0,589	0,573	0,56	0,532	0,506
		A_R	0,435	0,428	0,423	0,416	0,409	0,403	0,39	0,378

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008\, R^0_{\text{пр}};\quad \overline{R}_a = \frac{4000}{1 - \xi_0/1{,}1};\quad \xi_R = \frac{\xi_0}{1 + R_0/\overline{R}_a};\quad A_R = \xi_R\,(1 - 0{,}5\,\xi_R).$$

при отсутствии в менее обжатой зоне арматуры с условным пределом текучести

$$x = -T_1 + \sqrt{T_1^2 + T_2}, \qquad (115)$$

где $T_1 = \dfrac{(\overline{R}_a - \sigma_0)\, F_н + \overline{R}_a\, F_a + R_{a.c}\, F'_a - N_н}{2\, R^0_{пр}\, b}$;

$$T_2 = \frac{\overline{R}_a\, (F_a + F_н)\, h_0\, \xi_0}{R^0_{пр}\, b};$$

$\overline{R}_a$ и ξ_0 — см. табл. 28;

при наличии в менее обжатой зоне арматуры с условным пределом текучести

$$x = \frac{N_н + R_a\, F_н\, (0{,}8 + \xi_y\, k) - R_{a.c}\, F'_a + R_a\, F_a}{R^0_{пр}\, b + R_a\, F_н\, k/h_0}, \qquad (116)$$

где ξ_y и k — см. п. 3.41 или табл. 27.

При этом, если значение x, определенное по формуле (116), больше $\xi_y h_0$, то в условие (113) следует подставлять значение x, определяемое по формуле (115), где $\overline{R}_a$ и ξ_0 находят по табл. 27.

При определении значений ξ_0, $\overline{R}_a$, k и ξ_y по табл. 27 следует принимать $m_{б1} = 1{,}1$, $\sigma_0 = \sigma_{01}$, а проектную марку бетона — равной его передаточной прочности R_0.

Значение e в условиях (113) и (114) определяется согласно п. 3.54.

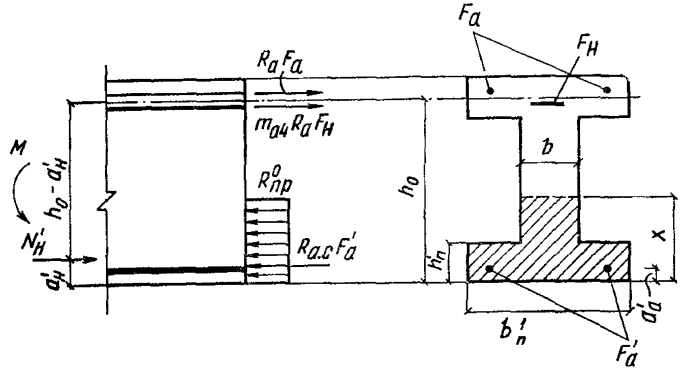


Рис. 26. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно обжатого железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне

3.53. Для элементов таврового и двутаврового сечения с полкой в наиболее обжатой зоне (рис. 26) расчет прочности на действие предварительного обжатия при арматуре, натягиваемой на упоры, производится следующим образом.

Если соблюдается условие

$$N_{\text{н}} \leqslant R^0_{\text{пр}}\, b'_{\text{п}}\, h'_{\text{п}} - m_{\text{а 4}}\, R_{\text{а}}\, F_{\text{н}} - R_{\text{а}}\, F_{\text{а}} + R_{\text{а. с}}\, F'_{\text{а}}. \qquad (117)$$

(т. е. граница сжатой зоны проходит в полке), расчет производится как при отсутствии полки в наиболее обжатой зоне в соответствии с п. 3.52, при $b = b'_{\text{п}}$.

Если условие (117) не соблюдается (т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре), расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N_{\text{н}} + R_{\text{а}}\, F_{\text{а}} + m_{\text{а 4}}\, R_{\text{а}}\, F_{\text{н}} - R_{\text{а. с}}\, F'_{\text{а}} - R^0_{\text{пр}}\, F_{\text{св}}}{R^0_{\text{пр}}\, b}: \qquad (118)$$

а) при $\xi = \dfrac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ (см. п. 3.6) — из условия

$$N_{\text{н}} e \leqslant R^0_{\text{пр}}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) + R^0_{\text{пр}}\, F_{\text{св}}\, (h_0 - 0{,}5\, h'_{\text{п}}) + \\ + R_{\text{а. с}}\, F'_{\text{а}}\, (h_0 - a'_{\text{а}}); \qquad (119)$$

б) при $\xi > \xi_R$ — из условия

$$N_{\text{н}} e \leqslant A_R\, R^0_{\text{пр}}\, b\, h_0^2 + R^0_{\text{пр}}\, F_{\text{св}}\, (h_0 - 0{,}5\, h'_{\text{п}}) + \\ + R_{\text{а. с}}\, F'_{\text{а}}\, (h_0 - a'_{\text{а}}), \qquad (120)$$

где

$$A_R = \xi_R\, (1 - 0{,}5\, \xi_R).$$

Значения ξ_R и A_R при арматуре менее обжатой зоны классов A-III, Вр-I или B-I можно определять по табл. 28.

Если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность на действие обжатия при необходимости можно несколько увеличить, используя условие (119) при высоте сжатой зоны x, определяемой по формулам (115) или (116), п. 3.52, в которых сила $N_{\text{н}}$ уменьшается на величину $R^0_{\text{пр}}\, F_{\text{св}}$.

Здесь $F_{\text{св}}$ — площадь сечения сжатых свесов полки:

$$F_{\text{св}} = (b'_{\text{п}} - b)\, h'_{\text{п}}.$$

3.54. Значение e в условиях (113), (114), (119) и (120) определяется по формулам:

при натяжении арматуры на упоры

$$e = h_0 - a'_{\text{н}} \pm \frac{M}{N_{\text{н}}}, \qquad (121)$$

при натяжении арматуры на бетон,

$$e = \left(e_{0.\text{ н}} \pm \frac{M}{N_{\text{н}}}\right) \eta + h_0 - y, \qquad (122)$$

где $e_{0.\text{н}}$ — эксцентрицитет усилия $N_{\text{н}}$ относительно центра тяжести приведенного сечения;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее обжатой грани элемента;
η — см. п. 3.45 и 3.51.

В формулах (121) и (122):
M — момент от нагрузок, действующих в стадии изготовления;
знак «плюс» принимается, если момент усилия $N_н$ относительно арматуры A и момент M совпадают по направлению; знак «минус» — если направления этих моментов противоположны.

Значение $\left(e_{0.н} \pm \frac{M}{N_н}\right)$ в формуле (122) принимается не менее $e_0^{сл}$ (см. п. 3.41).

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОБЖАТИЯ

Пример 18. Дано: ребристая плита покрытия длиной 12 м с поперечным сечением ребра по рис. 27; напрягаемая арматура из канатов класса К-7 натягивается на упоры; предварительное напряжение с учетом первых потерь при $m_т > 1$ — $\sigma_{01} = 9140$ кгс/см², передаточная прочность бетона $R_0 = 350$ кгс/см²; собственный вес плиты 7,4 тс; монтажные петли расположены на расстоянии 80 см от торца плиты.

Требуется проверить прочность плиты в стадии изготовления.

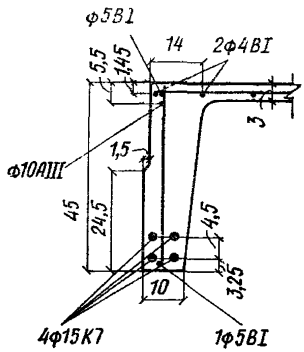


Рис. 27. К примеру расчета 18

Расчет. Из рис. 27 видно, что в наиболее обжатой зоне располагается напрягаемая арматура класса К-7 площадью $F'_н = 5{,}66$ см² (4Ø15). Ненапрягаемую арматуру 1Ø5В1, расположенную в этой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям п. 5.41. В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура с физическим пределом текучести 1Ø10 AIII ($F_{a1} = 0{,}785$ см²) и 1Ø5В1+7Ø4В1 ($F_{a2} = 1{,}076$ см²).

Равнодействующая усилий в арматуре менее обжатой зоны отстоит от верхней грани на расстоянии

$$a = \frac{R_a F_{a1} a_1 + R_a F_{a2} a_2}{R_a F_{a1} + R_a F_{a2}} = \frac{3400 \cdot 0{,}785 \cdot 5{,}5 + 3150 \cdot 1{,}076 \cdot 1{,}45}{3400 \cdot 0{,}785 + 3150 \cdot 1{,}076} =$$

$$= 3{,}24 \text{ см}.$$

Следовательно, $h_0 = h - a = 45 - 3{,}24 = 41{,}76$ см.

Из рис. 27 имеем $a'_н = 3{,}25 + \frac{4{,}5}{2} = 5{,}5$ см.

Расчетное усилие обжатия согласно п. 3.50 равно:

$$N_н = F'_н\ (\sigma_{01} - 3300) = 5{,}66\ (9140 - 3300) = 33\,050\ \text{кгс}.$$

Определяем значение e согласно п. 3.54. Поскольку монтажные петли располагаются на расстоянии 80 см от торца, невыгоднейший момент от собственного веса, растягивающий верхнюю грань, будет возникать при подъеме плиты. Определим этот момент с учетом коэффициента 1,5 (см. п. 1.11) для половины сечения плиты:

$$M = \frac{0{,}5\ \frac{7{,}4}{12}\ 0{,}8^2}{2} 1{,}5 = 0{,}15\ \text{тс·м} = 15\ \text{тс·см}.$$

Тогда

$$e = h_0 - a'_н + \frac{M}{N_н} = 41{,}76 - 5{,}5 + \frac{15}{33{,}05} = 36{,}71\ \text{см}.$$

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности $R_0 = 350$ кгс/см², согласно табл. 12 при $m_{б1} = 1$ равно: $R^0_{пр} = 155$ кгс/см², а с учетом коэффициента $m_{б4} = 1{,}1$ (см. табл. 13, поз. 3) равно: $R^0_{пр} = 155 \cdot 1{,}1 = 170$ кгс/см².

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (112), принимая ширину ребра на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры, т. е.

$$b = 10 + \frac{15{,}5 - 10}{45 - 3}\ 5{,}5 = 10{,}7\ \text{см};\quad F_н = 0 \text{ и } F'_а = 0;$$

$$x = \frac{N_н + R_а F_а}{R^0_{пр}\ b} = \frac{33050 + 3400 \cdot 0{,}785 + 3150 \cdot 1{,}076}{170 \cdot 10{,}7} = 21{,}5\ \text{см}.$$

Из табл. 28 при $R_0 = 350$ кгс/см², при проволочной нижней арматуре и верхней арматуре класса А-III находим $\xi_R = 0{,}55$. Поскольку $= x/h_0 = 21{,}5/41{,}76 = 0{,}515 < \xi_R = 0{,}55$, прочность проверяем из условия (113)

$$R^0_{пр}\ b\ x\ (h_0 - 0{,}5\ x) = 170 \cdot 10{,}7 \cdot 21{,}5\ (41{,}76 - 0{,}5 \cdot 21{,}5) =$$

$$= 1\,212\,000\ \text{кгс·см} \approx N_н e = 33050 \cdot 36{,}71 = 1\,213\,000\ \text{кгс·см},$$

т. е. прочность в стадии изготовления обеспечена.

ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.55(3.26). При расчете сечений центрально растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

$$N \leqslant \overline{m}_{а\,4}\ R_а\ \Sigma\ F_н + \overline{m}_{а\,4}\ R_а\ \Sigma\ F_а, \qquad (123)$$

где $\overline{m}_{а4}$ — см. п. 3.7;

$\Sigma F_н$ и $\Sigma F_а$ — площади сечения всей продольной соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ РАСПОЛОЖЕНИИ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ В ПЛОСКОСТИ ОСИ СИММЕТРИИ

3.56(3.27). Расчет прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и у сжатой (наименее растянутой) граней, должен производиться в зависимости от положения продольной силы N:

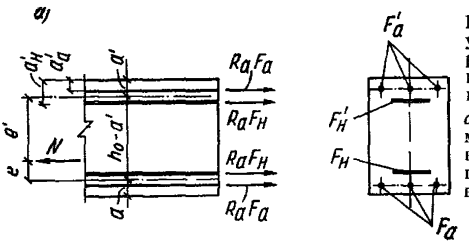
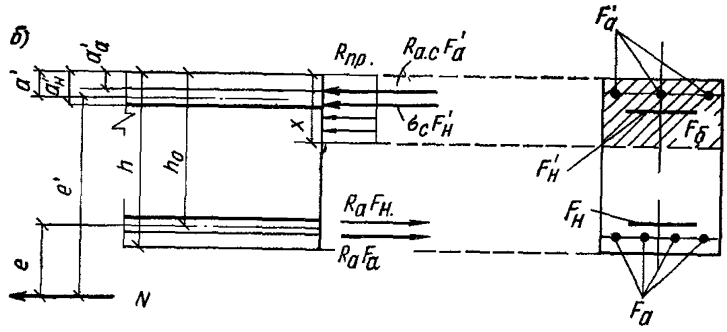


Рис. 28. Схема усилий в прямоугольном сечении внецентренно-растянутого железобетонного элемента при расчете его на прочность

а — продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A'; *б* — то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A'



а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 28, *а*), т. е. при $e' \leqslant h_0 - a'$, — из условий

$$N e' \leqslant (\overline{m}_{а\,4}\, R_а\, F_н + \overline{m}_{а\,4}\, R_а\, F_а)\ (h_0 - a') \qquad (124)$$

и

$$N e \leqslant (\overline{m}_{а\,4}\, R_а\, F'_н + \overline{m}_{а\,4}\, R_а\, F'_а)\ (h_0 - a'), \qquad (125)$$

где $\overline{m}_{а4}$ — см. п. 3.7;

при симметричной арматуре используется только условие (124);

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 28, *б*), т. е. при $e' > h_0 - a'$, — из условия

$$N e \leqslant R_{пр}\, b\, x\ (h_0 - 0{,}5\, x) + R_{а.\,с}\, F'_а\ (h_0 - a'_а) + \\ + \sigma_с\, F'_н\ (h_0 - a'_н), \qquad (126)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{m_{a4} R_a F_н + R_a F_a - R_{a.c} F'_a - \sigma_c F'_н - N}{R_{пр} b}, \qquad (127)$$

где m_{a4} — см. п. 3.7;
σ_c — см. п. 3.8.

Если полученная из расчета по формуле (127) величина $x > \xi_R h_0$, в условие (126) подставляется значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R определяется по табл. 25 п. 3.6. Если $x < 0$, то прочность сечения проверяется из условия (124).

При применении ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести следует учитывать указания примечания к п. 3.3.

Примечание. Если при $e' > h_0 - a'$ высота сжатой зоны, определенная без учета ненапрягаемой арматуры A',

$x = \dfrac{m_{a4} R_a F_н + R_a F_a - \sigma_c F'_н - N}{R_{пр} b}$ меньше $2a'$, расчетную несущую способность можно несколько увеличить, производя расчет по формулам (126) и (127) без учета ненапрягаемой арматуры A'.

3.57. Элементы прямоугольного сечения с симметричной арматурой, расположенной в несколько рядов по высоте сечения, рассчитываются при силе N, приложенной между крайними рядами арматуры, из условия

$$N e_1 \leqslant \overline{m}_{a4} R_a S_н + \overline{m}_{a4} R_a S_a, \qquad (128)$$

где e_1 — расстояние от силы N до наименее растянутого ряда арматуры;
$S_н$ и S_a — статические моменты площади сечения соответственно всей напрягаемой и всей ненапрягаемой арматуры относительно оси, перпендикулярной направлению эксцентрицитета и проходящей через наименее растянутый ряд арматуры;
$\overline{m}_{a4}$ — см. п. 3.7.

Если сила N приложена за пределами расстояния между крайними рядами арматуры, расчет производится по формулам общего случая согласно п. 3.59.

3.58. Определение требуемого количества продольной арматуры производится следующим образом:

а) при $e' \leqslant h_0 - a'$ площадь сечения напрягаемой арматуры A и A' определяется соответственно по формулам

$$F_н = \frac{N e' - R_a F_a (h_0 - a')}{\overline{m}_{a4} R_a (h_0 - a')}; \qquad (129)$$

$$F'_н = \frac{N e - R_a F'_a (h_0 - a')}{\overline{m}_{a4} R_a (h_0 - a')}; \qquad (130)$$

б) при $e' > h_0 - a'$ площадь сечения напрягаемой арматуры A определяется по формуле

$$F_н = \frac{\xi R_{пр} b h_0 + R_{a.c} F'_a + \sigma_c F'_н - R_a F_a + N}{m_{a4} R_a}. \qquad (131)$$

где ξ — определяется по табл. 26, п. 3.11, в зависимости от значения

$$A_0 = \frac{N e - R_{а.\,с} F'_а (h_0 - a'_а) - \sigma_с F'_н (h_0 - a'_н)}{R_{пр}\, b\, h_0^2}, \quad (132)$$

$m_{а4}$ — см. п. 3.7.

При этом должно удовлетворяться условие $A_0 \leqslant A_R$ (см. табл. 25, п. 3.6). В противном случае следует увеличить площадь сечения ненапрягаемой арматуры $F'_а$, повысить марку бетона или увеличить размеры сечения.

Если $A_0 < 0$, площадь сечения напрягаемой арматуры A определяется по формуле (129).

При подборе симметричной напрягаемой арматуры в первом приближении в формулах (131) и (132) принимается $F'_н = 0$. При этом, если напряжение $\sigma_с$ сжимающее (т. е. $\sigma_с > 0$), повторный расчет можно не производить.

Примечание. При $e' > h_0 - a'$ и при отсутствии напрягаемой арматуры A' необходимое количество напрягаемой арматуры A можно несколько снизить, если значение ξ, определенное по табл. 26 без учета ненапрягаемой арматуры A', т. е. по значению $A_0 = \dfrac{N e}{R_{пр}\, b\, h_0^2}$, оказывается меньше $2a'_а / h_0$. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры A определяется по формуле

$$F_н = \frac{N\,(e/v\,h_0 + 1) - R_а F_а}{m_{а\,4} R_а}, \quad (133)$$

где значение v и значение ξ, необходимое для вычисления $m_{а4}$, определяются по табл. 26 зависимости от $A_0 = \dfrac{N e}{R_{пр}\, b\, h_0^2}$.

ОБЩИЙ СЛУЧАЙ РАСЧЕТА НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТОГО ЭЛЕМЕНТА (ПРИ ЛЮБЫХ СЕЧЕНИЯХ, ВНЕШНИХ УСИЛИЯХ И ЛЮБОМ АРМИРОВАНИИ)

3.59(3.28). Расчет нормальных сечений внецентренно растянутого элемента в общем случае (рис. 29) должен производиться из условия

$$N \bar{e'} \leqslant \Sigma\, \sigma_{а\,i}\, S_{а\,i} - R_{пр}\, S_б, \quad (134)$$

где $\bar{e'}$ — расстояние от продольной силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через точку сжатой зоны, наиболее удаленную от указанной прямой;

$\sigma_{а\,i}$ — напряжение в i-м стержне продольной арматуры;

$S_{а\,i}$ — статический момент площади сечения i-го стержня продольной арматуры относительно указанной оси;

$S_б$ — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно указанной оси.

Высота сжатой зоны бетона x и напряжения σ_{ai} определяются из совместного решения уравнений (57) — (60), п. 3.18, с добавлением в левую часть формулы (57) значения N.

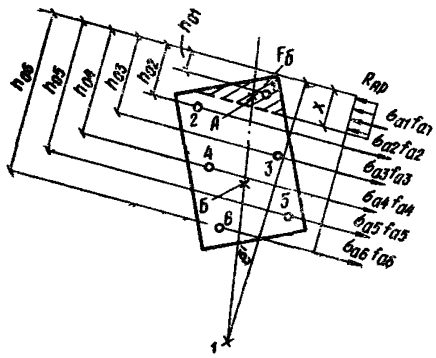


Рис. 29. Общий случай расчета внецентренно растянутого элемента

1 — точка приложения растягивающей силы N; А — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны; Б — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны; *1—6* — арматурные стержни

При косом внецентренном растяжении для определения положения границы сжатой зоны кроме использования формул (57) — (60) требуется соблюдение дополнительного условия, что точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТОВ

3.60. Расчет наклонных сечений внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы производится как для изгибаемых элементов согласно пп. 3.20—3.35; при этом значения $R_р$ во всех этих пунктах умножаются на коэффициент k_N, равный:

$$k_N = 1 - 0{,}2\,\frac{N}{R_р\, b\, h_0}, \qquad (135)$$

но принимаемый не менее 0,2.

Расчет наклонных сечений внецентренно растянутых элементов на действие изгибающего момента производится как для изгибаемых элементов согласно пп. 3.36—3.40. При этом высота сжатой зоны в наклонном сечении определяется с учетом растягивающей силы N по формуле (127), п. 3.56, или согласно п. 3.59. В случае выполнения условия $e' \leqslant h_0 - a'$ расчетный момент в наклонном сечении допускается определять как момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры A'.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Внецентренно растянутые элементы. Пример 19. Дано: размеры сечения нижнего пояса безраскосной фермы $b=22$ см, $h=24$ см, $a=a'=4$ см; бетон марки М 400, продольная напрягаемая арматура

симметричная класса A-IV (R_a=5000 кгс/см², $\overline{m}_{a4}$=1,2) площадью сечения $F_н = F'_н$ =7,63 см² (3Ø18); продольная растягивающая сила N=60 тс; максимальный изгибающий момент M=2,4 тс·м.

Требуется проверить прочность нормального сечения.

Расчет. $h_0 = h - a = 24 - 4 = 20$ см;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,4}{60} = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см};$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 4 + \frac{24}{2} - 4 = 12 \text{ см}.$$

Так как e'=12 см<h_0—a'=20—4=16 см, прочность сечения проверяем из условия (124). Условие (125) не проверяем, поскольку арматура симметричная.

$$\overline{m}_{a\,4} R_a F_н (h_0 - a'_н) = 1,2 \cdot 5000 \cdot 7,63 (20 - 4) =$$

$$= 732\,000 \text{ кгс·см} = 7,32 \text{ тс·м} > N e' = 60 \cdot 0,12 = 7,2 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 20. Дано: П-образная плита перекрытия; к нижней грани ее продольного ребра приложена растягивающая сила N=5 тс, вызванная сдвигающими усилиями в диске перекрытия от ветровых нагрузок; размеры поперечного сечения плиты (для половины сечения) h=40 см, b=8,5 см, $b'_п$ =35 см, $h'_п$=5 см; a=3,7 см; бетон марки М 300 ($R_{пр}$=145 кгс/см² при $m_{б1}$=1,1); продольная растянутая арматура напрягаемая класса A-V (R_a=6400 кгс/см²) и ненапрягаемая класса A-III (R_a=3400 кгс/см²); площади сечения арматуры $F_н$=3,14 см² (1Ø20) и F_a=0,785 см² (1Ø10); предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь при $m_т$<1 σ_0= =5000 кгс/см²; максимальный изгибающий момент плиты от вертикальной нагрузки M=6,6 тс·м.

Требуется проверить прочность нормального сечения плиты.

Расчет. h_0=h—a=40—3,7=36,3 см. Поскольку сила N приложена за пределами расстояния между арматурами A и A', прочность сечения проверяем согласно п. 3.56, б.

Предполагая, что граница сжатой зоны проходит в полке, расчет ведем, как для прямоугольных сечений (по аналогии с изгибаемыми элементами), принимая b=$b'_п$ =35 см.

Из формулы (127) определяем значение $\xi = x/h_0$ без учета коэффициента m_{a4}:

$$\xi = \frac{R_a F_н + R_a F_a - N}{R_{пр}\, b\, h_0} = \frac{6400 \cdot 3,14 + 3400 \cdot 0,783 - 5000}{145 \cdot 35 \cdot 36,3} =$$

$$= 0,0964 < h'_п/h_0 = \frac{5}{36,3} = 0,138,$$

т. е. граница сжатой зоны действительно проходит в полке.

Из табл. 25, п. 3.6, при $m_{б1}$=1,1, классе арматуры A-IV, марке бетона М 300 и σ_0/R_a=5000/6400=0,78 находим значение ξ_R= =0,506.

По формуле (24), п. 3.7, определяем коэффициент m_{a4}, принимая $\bar{m}_{a4}=1{,}15$:

$$m_{a\,4}=\bar{m}_{a\,4}-(\bar{m}_{a\,4}-1)\,\xi/\xi_R=1{,}15-0{,}15\,\frac{0{,}0964}{0{,}506}=1{,}121.$$

Высота сжатой зоны x равна:

$$x=\frac{m_{a\,4}\,R_a\,F_н+R_a\,F_a-N}{R_{пр}\,b}=$$

$$=\frac{1{,}121\cdot 6400\cdot 3{,}14+3400\cdot 0{,}783-5000}{145\cdot 35}=4\text{ см}<h'_п=5\text{ см}.$$

Определим Ne — момент внешних сил относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре A:

$$N\,e=N\,a+M=5\cdot 0{,}037+6{,}6=6{,}785\text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения проверяем из условия (126)

$$R_{пр}\,b\,x\,(h_0-0{,}5\,x)=145\cdot 35\cdot 4\,(36{,}3-0{,}5\cdot 4)=696\,000\text{ кгс}\cdot\text{см}=$$

$$=6{,}96\text{ тс}\cdot\text{м}>N\,e=6{,}785\text{ тс}\cdot\text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 21. Дано: размеры сечения $b=24$ см, $h=36$ см; расположение продольной напрягаемой арматуры класса A-V по рис. 30; центрально приложенная растягивающая сила $N=100$ тс; изгибающий момент $M=8$ тс·м; площадь сечения всей продольной арматуры $\Sigma F_н=25{,}13$ см² (8Ø20).

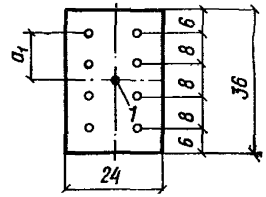


Рис. 30. К примеру 21
1 — центр тяжести сечения

Требуется проверить прочность нормального сечения.

Расчет. Расстояние от крайнего ряда арматуры до центра тяжести сечения согласно рис. 30 равно:

$$a_1=\frac{36}{2}-6=12\text{ см}.$$

Поскольку

$$e_0=M/N=800/100=8\text{ см}<a_1=12\text{ см},$$

сила N приложена между крайними рядами арматуры и прочность сечения можно проверить из условия (128).

Статический момент площади сечения всей арматуры относительно крайнего ряда арматуры равен:

$$S_н=F_н\,a_1=25{,}13\cdot 12=301{,}6\text{ см}^3.$$

Расстояние от силы N до наименее растянутого ряда арматуры

$$e_1 = e_0 + a_1 = 8 + 12 = 20 \text{ см}.$$

$$\overline{m}_{a\,4} R_a S_н = 1{,}15 \cdot 6400 \cdot 301{,}6 = 2\,220\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 22{,}2 > N e_1 =$$

$$= 100 \cdot 0{,}2 = 20 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 22. Дано: размеры сечения нижнего пояса подстропильной фермы $b=55$ см, $h=21$ см, $a=a'=5$ см; продольная напрягаемая арматура в виде канатов класса К-7 диаметром 15 мм ($R_a=10\,600$ кгс/см^2); продольная растягивающая сила $N=220$ тс; изгибающий момент $M=4{,}4$ тс·м.

Требуется определить площадь сечения симметричной продольной арматуры.

Расчет.

$$h_0 = h - a = 21 - 5 = 16 \text{ см};$$

$$e_0 = M/N = 4{,}4/220 = 0{,}02 \text{ м} = 2 \text{ см};$$

$$e' = e_0 + h/2 - a = 2 + 21/2 - 5 = 7{,}5 \text{ см}.$$

Так как

$$h_0 - a' = 16 - 5 = 11 \text{ см} > e' = 7{,}5 \text{ см},$$

площадь сечения арматуры A и A' определяем по формуле (129), принимая $\overline{m}_{a4}=1{,}15$:

$$F_н = F'_н = \frac{N e'}{\overline{m}_{a\,4} R_a (h_0 - a')} = \frac{220\,000 \cdot 7{,}5}{1{,}15 \cdot 10\,600 \cdot 11} = 12{,}3 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_н = F'_н = 12{,}73$ см^2 (9Ø15К—7).

Пример 23. Дано: размеры сечения нижнего пояса безраскосной фермы $b=24$ см, $h=36$ см, $a=a'=6$ см; бетон марки М 400 ($R_{пр}=150$ кгс/см^2 при $m_{б1}=0{,}85$); продольная напрягаемая арматура класса А-V ($R_a=6400$ кгс/см^2); растягивающая сила $N=48$ тс; изгибающий момент $M=7{,}2$ тс·м.

Требуется определить площадь сечения симметричной продольной арматуры.

Расчет.

$$h_0 = h - a = 36 - 6 = 30 \text{ см};$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7{,}2}{48} = 0{,}15 \text{ м} = 15 \text{ см};$$

$$e' = e_0 + h/2 - a' = 15 + 36/2 - 6 = 27 \text{ см};$$

$$e = e_0 - h/2 + a = 15 - 36/2 + 6 = 3 \text{ см}.$$

Так как $h_0 - a' = 30 - 6 = 24$ см $< e' = 27$ см, арматуру подбираем согласно п. 3.58, б.

Тогда по формуле (132) определяем значение A_0, принимая в первом приближении $F'_н = 0$:

$$A_0 = \frac{N e}{R_{пр}\, b\, h_0^2} = \frac{48\,000 \cdot 3}{150 \cdot 24 \cdot 30^2} = 0{,}0445.$$

Из табл. 26 для $A_0=0{,}0445$ находим $\xi=0{,}0455$ и $v=0{,}977$. Из табл. 25 п. 3.6, при $m_{б1}=0{,}85$, классе арматуры A-V, марке бетона М 400 и $\sigma_0/R_a=0{,}6$ находим $\xi_R=0{,}51$.

По формуле (24), п. 3.7, определяем коэффициент m_{a4}, принимая $\overline{m}_{a4}=1{,}15$:

$$m_{a\,4}=\overline{m}_{a\,4}-(\overline{m}_{a4}-1)\ \frac{\xi}{\xi_R}=1{,}15-0{,}15\ \frac{0{,}0455}{0{,}51}=1{,}137.$$

Площадь сечения арматуры A определяем по формуле (131)

$$F_н=\frac{\xi\ R_{пр}\ b\ h_0+N}{m_{a\,4}\ R_a}=\frac{0{,}0455\cdot 150\cdot 24\cdot 30+48\,000}{1{,}137\cdot 6400}=7{,}27\ см^2.$$

При

$$\sigma_0'=1{,}1\cdot 0{,}6\ R_a=1{,}1\cdot 0{,}6\cdot 6400=4230\ кгс/см^2$$

значение $\sigma_c=\sigma_\varepsilon-\sigma_0'=5000-4230>0$,

следовательно, повторный расчет не производим.

Принимаем $F_н=F_н'=7{,}6$ см^2 (2Ø22).

Пример 24. Дано: нижний пояс безраскосной фермы с размерами сечения $b=22$ см, $h=24$ см, $a=a'=4$ см; бетон марки М 400 ($R_р=10$ кгс/см^2 при $m_{б1}=0{,}85$); поперечная арматура в виде согнутых сеток из проволоки класса В-I ($R_{а.х}=2200$ кгс/см^2); продольная растягивающая сила $N=40$ тс; поперечная сила $Q=1{,}7$ тс.

Требуется определить диаметр и шаг поперечных стержней (хомутов).

Расчет.

$$h_0=h-a=24-4=20\ см.$$

По формуле (135) определим коэффициент k_N

$$k_N=1-0{,}2\ \frac{N}{R_р\ b\ h_0}=1-0{,}2\ \frac{40\,000}{10\cdot 22\cdot 20}=-0{,}82<0{,}2.$$

Принимаем минимальное значение $k_N=0{,}2$.

Тогда учитываемое в расчете значение $R_р$ будет равно:

$$R_р=0{,}2\cdot 10=2\ кгс/см^2.$$

Проверяем условие (62), п. 3.21:

$$0{,}6\ R_р\ b\ h_0=0{,}6\cdot 2\cdot 22\cdot 20=528\ кгс<Q=1700\ кгс.$$

Следовательно, хомуты подбираем из расчета по прочности.

Необходимую интенсивность хомутов определяем по формуле (72), п. 3.26:

$$q_х=\frac{Q^2}{8\ R_р\ b\ h_0^2}=\frac{1700^2}{8\cdot 2\cdot 22\cdot 20^2}=20{,}5\ кгс/см.$$

Максимально допустимый шаг хомутов согласно п. 3.23 равен:

$$u_{макс}=\frac{1{,}5\ R_р\ b\ h_0^2}{Q}=\frac{1{,}5\cdot 2\cdot 22\cdot 20^2}{1700}=15{,}5\ см.$$

Принимаем шаг хомутов $u=15$ см$<2b=44$ см (см. п. 5.40).

Из формулы (70) определяем значение F_x

$$F_x = \frac{q_x u}{R_{a.x}} = \frac{20{,}5 \cdot 15}{2200} = 0{,}14 \text{ см}^2.$$

Принимаем два хомута диаметром по 3 мм ($F_x = 0{,}142$ см^2).

ЭЛЕМЕНТЫ, РАБОТАЮЩИЕ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ
ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

3.61(3.42). При расчете элементов на кручение с изгибом должно соблюдаться условие

$$M_к \leqslant 0{,}1 R_{пр} b^2 h, \qquad (136)$$

где b и h — соответственно меньший и больший размеры граней элемента.

При этом значение $R_{пр}$ для бетонов проектных марок выше М 400 принимается, как для бетона марки М 400.

3.62(3.38). Для участков элемента, в которых $M_к > 0{,}5Qb$ (где b — размер грани, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента), следует производить расчет пространственных сечений согласно пп. 3.63—3.67.

Для участков элемента, в которых $M_к \leqslant 0{,}5\ Qb$, следует производить расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы и крутящего момента из условия

$$Q \leqslant Q_{x.б} - \frac{3 M_к}{b}, \qquad (137)$$

где Q и $M_к$ — принимаются наибольшими на рассматриваемом участке элемента;

$Q_{x.б}$ — определяется по формуле (69), п. 3.25.

При этом расчет наклонных и нормальных сечений на действие изгибающего момента производится без учета кручения.

Если удовлетворяется условие

$$M_к \leqslant 0{,}25\ Q\, b, \qquad (138)$$

то при наличии отогнутых стержней в правую часть условия (137) добавляется величина $\Sigma R_{a.x} F_o \sin\alpha$ (см. п. 3.22).

ОБЩИЙ СЛУЧАЙ РАСЧЕТА ПРОСТРАНСТВЕННОГО СЕЧЕНИЯ

3.63(3.43). При расчете пространственного сечения (рис. 31) проверяется прочность продольной и поперечной арматуры, установленной у грани элемента, противоположной сжатой зоне пространственного сечения. Рассматриваются три возможные расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я схема — у сжатой от изгиба грани элемента (рис. 32, *а*);

2-я схема — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 32, *б*);

3-я схема — у растянутой от изгиба грани элемента (рис. 32, *в*).

Для любой из этих схем расчет пространственного сечения производится из условия

$$M_к \leqslant (R_a F_н + R_a F_a)\ (h_0 - 0{,}5x)\ \frac{1 + \gamma\, \delta\, \beta^2}{k\beta + \varkappa}. \qquad (139)$$

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_a F_н + R_a F_a - R_{a.\,c} F'_a - \sigma_c F'_н}{R_{пр} b}, \qquad (140)$$

при этом, если $x < 2a'$, в условии (139) принимается $x = 2a'$.

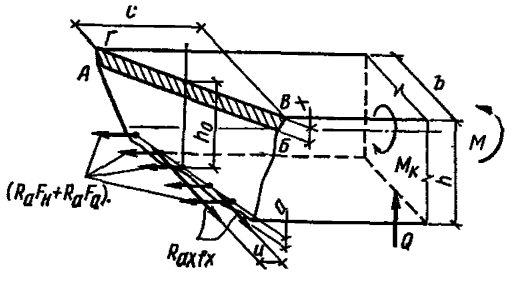
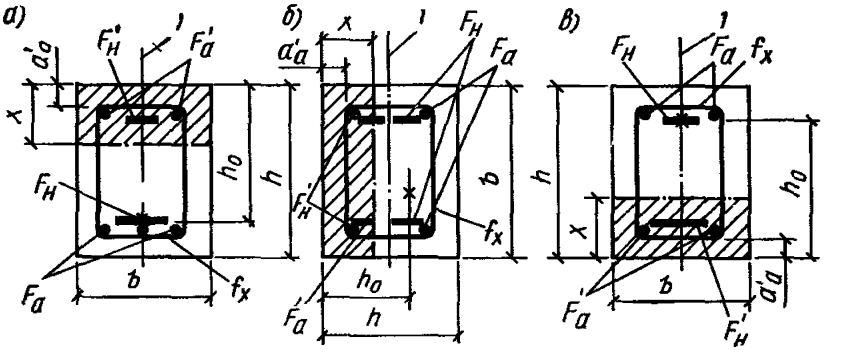


Рис. 31. Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента
АБВГ — сжатая зона

Рис. 32. Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения
а — у сжатой от изгиба грани элемента, *б* — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента; *в* — у растянутой от изгиба грани элемента
1 — плоскость действия изгибающего момента



Если $x > \xi_R h_0$ (где ξ_R — см. п. 3.6), должна быть проверена прочность нормального сечения согласно п. 3.9, б.

В формулах (139) и (140), а также в остальных формулах настоящего пункта:

$F_в$, F_a и $F'_н$, F' — площади сечения продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах:

b и h — размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линии, ограничивающей рассматриваемую сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \qquad (141)$$

$$\beta = c/b, \qquad (142)$$

здесь c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; невыгоднейшее значение c в общем случае определяется последовательными приближениями и принимается не более $2h+b$ и не более длины участка элемента, на котором учитываемые в расчете усилия (M, $M_к$ и Q) не меняют знака; для некоторых частных случаев значение c определяется согласно пп. 3.66 и 3.67.

В формуле (139), а также (144) и (145) величины $\varkappa$ и k, характеризующие соотношения между действующими усилиями $M_к$, M и Q, принимаются:

при расчете по 1-й схеме $\varkappa = M/M_к$ и $k=1$;

при расчете по 2-й схеме $\varkappa=0$ и $k=1+\dfrac{Q\,h}{2\,M_к}$;

при расчете по 3-й схеме $\varkappa=-M/M_к$ и $k=1$.

Крутящий момент $M_к$, изгибающий момент M и поперечная сила Q принимаются в поперечном сечении, проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения (рис. 33).

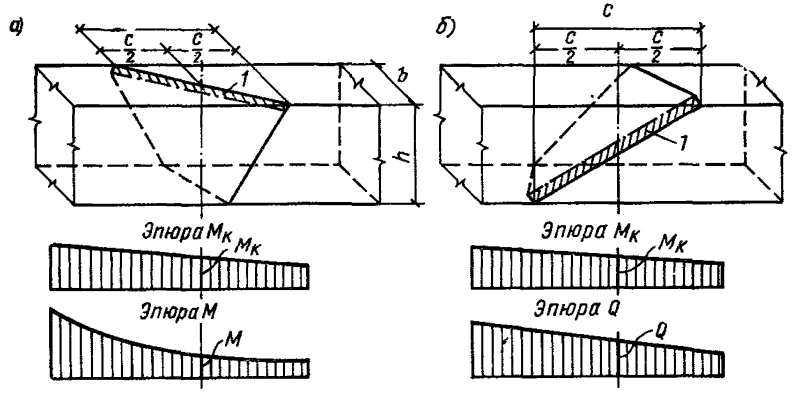


Рис. 33. Определение действующих в пространственном сечении изгибающего и крутящего моментов, а также поперечной силы при расчете на прочность железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом

а — при 1-й и 3-й схемах; *б* — при 2-й схеме; *1* — сжатая зона пространственного сечения

Значение коэффициента γ, характеризующего соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяется по формуле

$$\gamma = \frac{R_{а.\,х}\,f_х}{R_а\,F_н + R_а\,F_а}\,\frac{b}{u}\,, \qquad (143)$$

где $f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута, расположенного у грани, являющейся для рассматриваемой расчетной схемы растянутой;

u — расстояние между указанными выше хомутами.

При этом значение γ принимается не менее

$$\gamma_{мин} = \frac{0{,}5}{1+2\,\varkappa\,\sqrt{\delta}} \qquad (144)$$

и не более

$$\gamma_{макс} = \frac{1{,}5}{1+2\,\varkappa\,\sqrt{\delta}}\,. \qquad (145)$$

Если значение γ, подсчитанное по формуле (143), получается менее $\gamma_{мин}$, то в формуле (139) величина $(R_а F_н + R_а F_а)$ умножается на отношение $\gamma/\gamma_{мин}$, а в числителе принимается $\gamma=\gamma_{мин}$.

Расчет по 3-й схеме не производится, если удовлетворяется условие

$$M > \frac{M_к}{2\sqrt{\delta}}. \qquad (146)$$

УПРОЩЕННЫЕ СПОСОБЫ РАСЧЕТА ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ

3.64. Необходимую из расчета по 2-й схеме интенсивность поперечной арматуры f_x/u, расположенной у грани, параллельной пло-

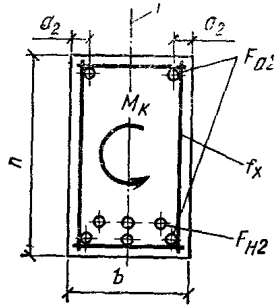


Рис. 34. Обозначения, принятые при упрощенном способе расчета на кручение с изгибом элементов прямоугольного сечения по п. 3.64

1 — плоскость действия изгибающего момента

скости изгиба (шириной h, рис. 34), допускается определять по формуле

$$\frac{f_x}{u} = \gamma \frac{R_a F_{н2} + R_a F_{a2}}{R_{a.x} h}, \qquad (147)$$

где значение γ принимается равным:

$$\gamma = \frac{A^2}{4\delta_1}, \qquad (148)$$

но не менее $A/\sqrt{8\delta_1}$,.

Здесь:

$$A = \frac{M_к + 0{,}5 Q b}{(R_a F_{н2} + R_a F_{a2})(b - 2a_2)}; \quad \delta_1 = \frac{h}{2b + h};$$

$M_к$ и Q — максимальные значения крутящего момента и поперечной силы на рассматриваемом участке;
$F_{н2}$ и F_{a2} — площадь сечения всех продольных напрягаемых и ненапрягаемых стержней, расположенных у грани элемента шириной h (параллельной плоскости изгиба);
a_2 — см. рис. 34.

При этом должно удовлетворяться условие

$$A < \sqrt{6\delta_1}. \qquad (149)$$

Если это условие не выполняется, то следует увеличить арматуру $F_{н2}$ и F_{a2} или размер b.

Если усилия $M_к$ и Q линейно уменьшаются от опоры к пролету, значение γ в формуле (147) рекомендуется определять с учетом разгружающего влияния внешней нагрузки по формуле

$$\gamma = \frac{A^2 - 4k}{4\delta_1} \qquad (150)$$

и принимать не менее

$$A/\sqrt{8\delta_1 + 16k},$$

где

$$k = \frac{h\,(m_к + 0{,}5\,p\,b)}{2\,(R_а F_{н\,2} + R_а F_{а\,2})\,(b - 2a_2)};$$

$m_к$ и p — уменьшение усилий $M_к$ и Q на единице длины элемента.

В этом случае условие (149) заменяется условием

$$A < \sqrt{6\delta_1 + 16k}. \qquad (151)$$

3.65. Для элементов, изгибающий момент которых уменьшается от опоры к пролету (опорные зоны неразрезных балок, консоли), проверку прочности по продольной и поперечной арматуре, расположенной у растянутой от изгиба грани элемента шириной b (1-я расчетная схема), допускается производить из условий

$$M_0 \leqslant k_1\,(R_а F_н + R_а F_а)\,(h_0 - 0{,}5x); \qquad (152)$$

$$M_к \leqslant k_2 R_{а.\,х} f_х \frac{b}{u}\,(h_0 - 0{,}5x), \qquad (153)$$

где $F_н$, $F_а$, $f_х$, b, h_0 и x — значения, соответствующие 1-й расчетной схеме согласно рис. 32, *а;* значение x определяется по формуле (140), п. 3.61;

M_0 и $M_к$ — изгибающий и крутящий моменты в опорном сечении;

k_1 и k_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 29 и 30 в зависимости от значений

$$x_0 = \frac{M_0}{M_к} \quad \text{и} \quad \lambda = \frac{Q\,b}{2\,M_к};$$

здесь Q — поперечная сила в опорном сечении.

При этом интенсивность поперечного армирования $f_х/u$ по грани шириной b должна быть не менее интенсивности поперечного армирования по грани шириной h, подобранной в соответствии с п. 3.64.

Таблица 29

x_0	Коэффициент k_1 при значениях λ			
	0,9—0,7	0,5	0,4	0,3
9	1	0,95	0,93	0,9
7	0,98	0,94	0,91	0,88
5	0,97	0,92	0,89	0,84
4	0,97	0,91	0,87	0,82
3	0,96	0,88	0,84	0,77

Таблица 30

b/h	Коэффициент k_2 при значениях x_0, равных					
	20	10	5	3 для значений λ, равных		
				0,9	0,7	0,5
0,3	1,35	1,26	1,2	1,4	1,3	1,2
0,5	1,7	1,6	1,5	1,65	1,54	1,44
0,7	1,94	1,85	1,72	1,82	1,72	1,64

При значениях $\lambda > 0{,}9$ проверка прочности из условий (152) и (153) может не производиться.

3.66. Проверку прочности по 1-й расчетной схеме согласно п. 3.63 рекомендуется производить в следующих случаях:

а) если в пролетном поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом имеется крутящий момент; в этом случае рассчитывается пространственное сечение с серединой в этом поперечном сечении, а также ряд других пространственных сечений с бо́льшими крутящими моментами, если изгибающие моменты в середине этих сечений близки к максимальному;

б) если имеются участки с крутящими моментами, превышающими опорные крутящие моменты; в этом случае рассчитывается пространственное сечение с серединой его проекции в поперечном сечении с максимальным крутящим моментом.

В обоих случаях значение $\beta = c/b$ принимается равным:

$$\beta = -\varkappa + \sqrt{\varkappa^2 + 1/(\delta\,\gamma)}\,, \qquad (154)$$

но не более $1/\delta$.

При этом пространственное сечение с длиной проекции $c = \beta\, b$ не должно выходить за пределы длины элемента и длины участка с однозначной эпюрой $M_к$.

3.67. Проверку прочности по 3-й расчетной схеме рекомендуется производить следующим образом:

а) Для неразрезных балок рассматривается пространственное сечение с серединой его проекции в нулевой точке эпюры M и проверяется армирование у наименее армированной грани, нормальной плоскости изгиба.

В этом случае прочность проверяется из условий:

если $\gamma \leqslant 0{,}5$

$$M_к \leqslant (R_а\, F_н + R_а\, F_а)\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) 2\,\gamma\,\sqrt{2\,\delta}; \qquad (155)$$

если $\gamma > 0{,}5$

$$M_к \leqslant (R_а\, F_н + R_а\, F_а)\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) 2\,\sqrt{\gamma\,\delta}\,, \qquad (156)$$

где

$$\gamma = \frac{R_{а.\,х}\, f_х}{R_а\, F_н + R_а\, F_а} \cdot \frac{b}{u}\,; \quad \delta = \frac{b}{2h + b}\,;$$

$M_к$ — принимается по сечению в нулевой точке эпюры M. Длина

проекции пространственного сечения, проверяемого из условий (155) или (156), равна:

$$c = \frac{b}{\sqrt{\gamma\,\delta}}\,, \qquad (157)$$

где γ принимается не менее 0,5.

Если расположение нулевой точки эпюры M может изменяться при различных комбинациях нагрузок, то в расчете из условий (155) и (156) учитывают такое расположение нулевой точки, при котором расстояние ее от опоры a равно или больше $c/2$, а усилие $M_к$ имеет максимальное значение. Если нулевая точка не может отстоять от опоры дальше, чем на расстоянии $c/2$, расчет по 3-й расчетной схеме ведется общим методом согласно п. 3.63, при этом принимается

$$\beta = \frac{2a}{b}\,;$$

б) Для шарнирно-опертых балок рассматривается пространственное сечение, начинающееся у опоры.

В этом случае прочность проверяется из условия

$$M_к \leqslant R_{а.\,х}\, f_х\, \frac{b}{u}\, (h_0 - a')\, \sqrt{\delta}\, k_з\,, \qquad (158)$$

где при $\lambda \geqslant 0{,}35$

$$k_з = \frac{0{,}5}{\lambda\,(1-\lambda)}\,;$$

при $\lambda < 0{,}35$

$$k_з = 2{,}83\,\frac{1-\lambda\,\sqrt{2}}{1-\lambda}\,;$$

$$\lambda = \frac{Q\,b}{2\,M_к}\,.$$

Усилия Q *и* $M_к$ принимаются по опорному сечению. Значения $f_х$ принимаются по сжатой от изгиба грани.

ЭЛЕМЕНТЫ ТАВРОВОГО, ДВУТАВРОВОГО И ДРУГИХ СЕЧЕНИЙ, ИМЕЮЩИХ ВХОДЯЩИЕ УГЛЫ

3.68. Поперечное сечение элемента следует разбивать на ряд прямоугольников (рис. 35), при этом, если высота свесов полок или ширина ребра переменны, следует принимать среднюю высоту свесов или ширину ребра.

Размеры поперечного сечения должны удовлетворять условию

$$M_к \leqslant 0{,}1\, R_{пр}\, \Sigma\, b_i^2\, h_i\,, \qquad (159)$$

где h_i и b_i — соответственно больший и меньший размеры каждого из составляющих сечение прямоугольников.

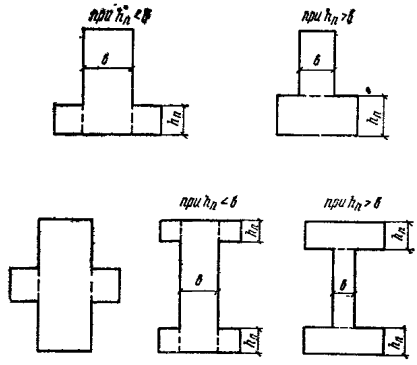


Рис. 35. Разбиение на прямоугольники сечений, имеющих входящие углы, при расчете на кручение с изгибом

Кроме того, должны соблюдаться требования п. 3.20.

Если в пределах высоты сечения имеются полки (выступы), нижние и верхние грани которых не являются продолжением соответствующих граней элемента, то расчет ведется без учета этих полок, как для элемента прямоугольного сечения, согласно пп. 3.62—3.67.

3.69. Расчет тавровых, двутавровых, Г-образных и т. п. сечений проводится для схем расположения сжатой зоны пространственного сечения, указанных на рис. 36—38. При этом проверяется продольная и поперечная арматура, расположенная в растянутой зоне.

Для любой из этих схем расчет пространственного сечения производится из условия

$$M_к \leqslant \frac{(R_а F_н + R_а F_а)\ (h_0 - 0{,}5x) + R_{а.\,х} f_х \frac{cb_р}{u b}\ (h_{0\,х} - 0{,}5x)}{k \frac{c}{b} + \varkappa}, \quad (160)$$

где $F_н$, $F_а$, h_0, b и x — значения, соответствующие рассматриваемой расчетной схеме рис. 36—38; значение x определяется, как для плоского сечения изгибаемого элемента; при расчете по 2-й схеме (рис. 36, *в*; 37, *в*; 38, *в* и *г*) не учитываются сжатые свесы полки, выступающие за грань полки, которая имеет меньшую ширину, либо за грань стенки (при отсутствии другой сжатой полки);

k и $\varkappa$ — см. п. 3.63;

$f_х$ и u — площадь поперечных стержней, расположенных в одном поперечном сечении в растянутой зоне (при данной расчетной схеме) и шаг этих стержней;

c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону пространственного сечения, на продольную ось элемента, принимаемая равной: для 1-й и 3-й схем (рис. 36, *а* и *б*; 37, *а* и *б*; 38, *а* и *б*)

$$c = 2h + b + 2b_р - 2b_0, \quad (161)$$

для 2-й схемы (рис. 36, *в*; 37, *в*; 38, *в*)

$$c = 2h + 2b_{св} + b; \quad (162)$$

при этом длина c не должна выходить за пределы элемента, а также участка его длины с однозначными эпюрами внешних усилий, учитываемых в формуле (160);

$h_{0х}$ — расстояние от наиболее сжатой (при данной расчетной схеме) грани до равнодействующей усилий в поперечных стержнях растянутой зоны.

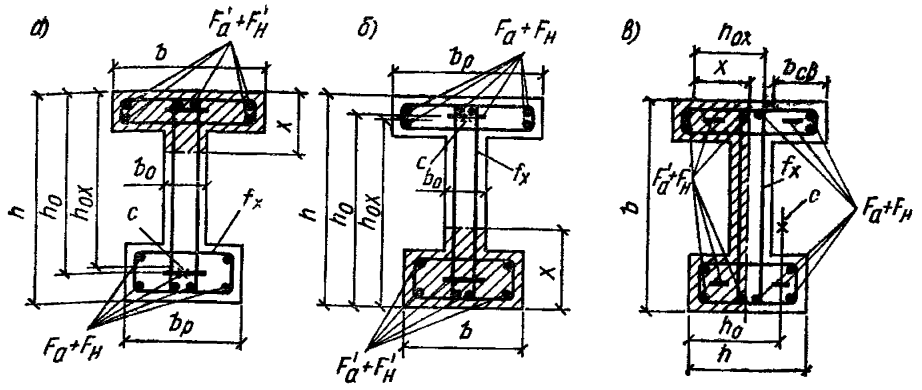


Рис. 36. Схемы расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента двутаврового сечения, работающего на кручение с изгибом

а — 1-я схема; *б* — 3-я схема; *в* — 2-я схема; *с* — центр тяжести продольной растянутой арматуры

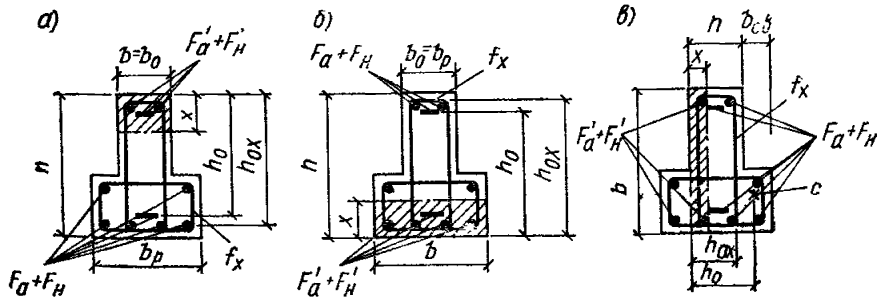


Рис. 37. Схемы расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента таврового сечения, работающего на кручение с изгибом

а — 1-я схема; *б* — 3-я схема; *в* — 2-я схема; *с* — центр тяжести продольной растянутой арматуры

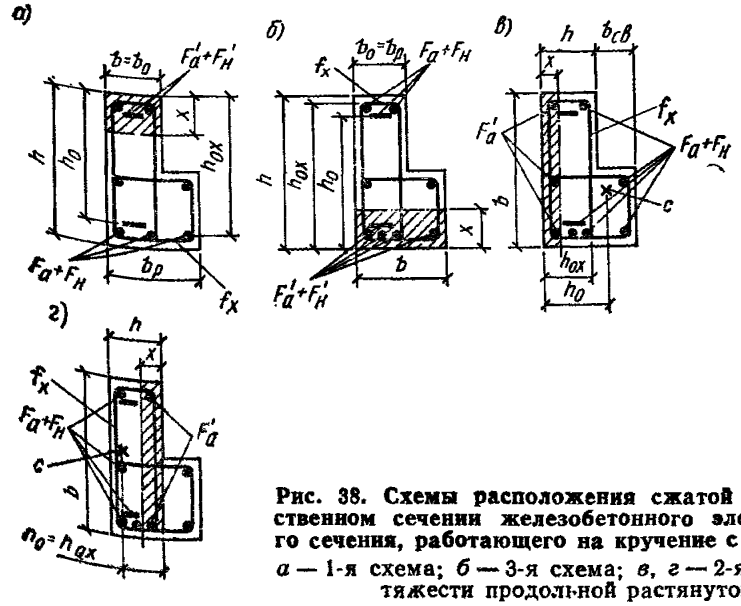


Рис. 38. Схемы расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента Г-образного сечения, работающего на кручение с изгибом

а — 1-я схема; *б* — 3-я схема; *в*, *г* — 2-я схема; *с* — центр тяжести продольной растянутой арматуры

Расчет по 3-й схеме не производится, если удовлетворяется условие

$$M > M_{к} \frac{e}{b}. \qquad (163)$$

Следует учитывать также указание п. 3.62.

Учитываемое в расчете значение $(R_{а}F_{н}+R_{а}F_{а})$ принимается не более величины

$$\frac{R_{а.\,х}\, f_{х}}{\gamma_{мин}} \frac{b}{u},$$

где значение $\gamma_{мин}$ принимается равным:

при 1-й расчетной схеме

$$\gamma_{мин} = \frac{0{,}2}{1+2\varkappa\sqrt{b/c}} \frac{b}{b_{р}},$$

но не менее 0,02;

при 2-й расчетной схеме $\gamma_{мин}=0{,}3$;

при 3-й расчетной схеме $\gamma_{мин}=0{,}2$.

ЭЛЕМЕНТЫ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ С ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ, РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ОКРУЖНОСТИ

3.70. Размеры поперечного кольцевого сечения элемента должны удовлетворять условию

$$M_{к} \leqslant 0{,}08\, R_{пр}\, \pi\, (r_{1}^{3}-r_{2}^{3}), \qquad (164)$$

где r_1 и r_2 — соответственно наружный и внутренний радиусы кольцевого сечения.

Расчет пространственного сечения (рис. 39) производится из условия

$$M_{к} \leqslant \frac{(R_{а}\, F_{н.\,к}\, r_{н} + R_{а}\, F_{а.\,к}\, r_{а})\ (A + B\ \gamma\ \beta^{2})}{\beta+\varkappa}, \qquad (165)$$

где $\beta = c/b$;

b и c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, соответственно на поперечное сечение элемента и на его продольную ось (рис. 39); значение b принимается равным:

$$b = 2\, r_{1} \sqrt{1-\left(\frac{r_{н}}{r_{1}}\right)^{2} \cos^{2}\pi\, \alpha_{к}},$$

значение c определяется согласно п. 3.71;

$\varkappa$ — принимается согласно п. 3.63 как для 1-й расчетной схемы;

$\alpha_{к}$ — относительная площадь сжатой зоны бетона, определяемая согласно п. 3.49 при $N=0$;

$F_{н.к}$ и $F_{а.к}$ — площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

A и B — коэффициенты, определяемые по формулам

$$A = \frac{M_{пр}}{R_a F_{н.к} r_н + R_a F_{а.к} r_а};$$

$$B = \frac{b}{2\pi r_н}\left\{1 - \frac{b}{2\pi r_н (1-\alpha_к)}\left[\frac{\sin \pi \alpha_к}{\pi (1-\alpha_к)} + \cos \pi \alpha_к\right]\right\};$$

коэффициент B может определяться по графику рис. 40;

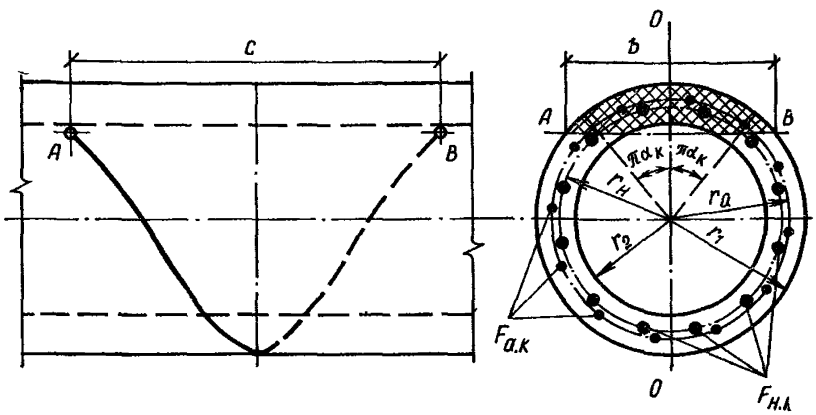


Рис. 39. Пространственное сечение железобетонного элемента кольцевого поперечного сечения, работающего на кручение с изгибом

О—О — плоскость действия изгибающего момента; АВ — линия, ограничивающая сжатую зону

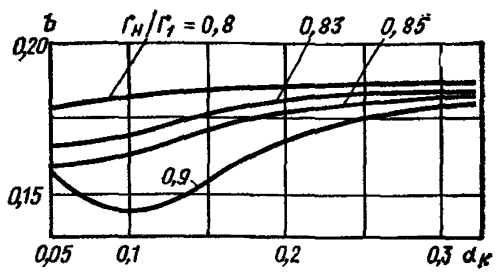


Рис. 40. График коэффициента B для расчета на кручение с изгибом элементов кольцевого поперечного сечения

$M_{пр}$ — предельный изгибающий момент при чистом изгибе, принимаемый равным правой части условия (106), п. 3.49, при $N=0$;

$r_н$ и $r_а$ — радиусы окружности, проведенные через центры тяжести продольных стержней соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

$$\gamma = \frac{R_{а.х} f_х}{R_а F_{н.к} r_н + R_а F_{а.к} r_а} \cdot \frac{2\pi r_н^2}{u};$$

$f_х$ и u — площадь сечения поперечного стержня и шаг этих стержней.

Значение γ принимается не менее $\gamma_{мин} = \frac{0,5}{1+\varkappa}$ и не более

$$\gamma_{макс} = \frac{1,5}{1+\varkappa}.$$

Если $\gamma < \gamma_{мин}$, в расчетных формулах следует величину $(R_а F_{н.к} r_н + R_а F_{а.к} r_а)$ умножать на отношение $\gamma/\gamma_{мин}$.

3.71. Проверка условия (165) производится для пространственных сечений, в которых длина проекции $c = \beta b$ не выходит за пределы длины элемента, а также участка, на котором учитываемые в расчете усилия не меняют знака и, кроме того, значение c принимается не более $c = 2\pi r_1 (1 - \alpha_к)$.

Для элементов с постоянным сечением по длине рекомендуется проверять несколько пространственных сечений, начинающихся от нормального сечения с наибольшим значением $M_к$, а при постоянных значениях $M_к$ — от сечения с максимальными значениями M.

Для элементов с переменным сечением по длине рекомендуется проверять несколько пространственных сечений, расположенных в разных местах по длине и при значениях β, равных:

$$\beta = -\varkappa + \sqrt{\varkappa^2 + A/(B\gamma)}, \qquad (166)$$

при этом длина проекции $c = \beta b$ не должна выходить за пределы длины элемента, а размеры r_1, r_2, $r_а$ и $r_н$ принимаются для поперечного сечения, расположенного посередине пространственного сечения.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Элементы, работающие на кручение с изгибом. Пример 25. Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l = 11{,}22$ м с поперечным сечением приопорного участка по рис. 41; на балку действует равномерно распределенная нагрузка $p = 5{,}97$ тс/м и равномерно распределенный крутящий момент $m_к = 1{,}13$ тс·м/м; бетон марки М 400 ($R_{пр} = 150$ кгс/см² при $m_{б1} = 0{,}85$); верхняя продольная и поперечная арматура класса А-III ($R_а = R_{а.с} = 3400$ кгс/см², $R_{а.х} = 2700$ кгс/см²); нижняя продольная арматура класса А-IV ($R_а = 5000$ кгс/см²).

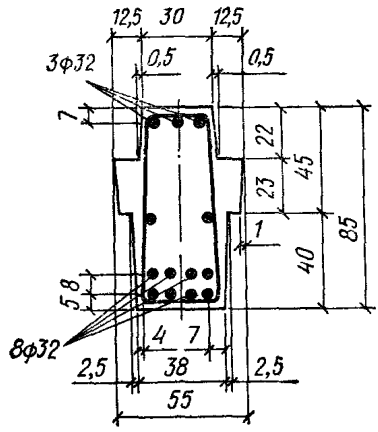


Рис. 41. К примеру 25

Требуется подобрать шаг и диаметр поперечных стержней и проверить прочность балки на совместное действие кручения и изгиба.

Расчет. Поперечная сила и крутящий момент на опоре равны:

$$Q = \frac{pl}{2} = \frac{5{,}97 \cdot 11{,}22}{2} = 33{,}5 \text{ тс};$$

$$M_к = \frac{m_к l}{2} = \frac{1{,}13 \cdot 11{,}22}{2} = 6{,}34 \text{ тс·м}.$$

Поскольку сечение имеет входящие углы, проверим условие (159), п. 3.68, разбив сечение на четыре прямоугольника с размерами 63×40,5; 22×30,5 и 6×23 см.

$$0{,}1\,R_{\text{пр}}\,\Sigma\,b_i^2\,h_i = 0{,}1\cdot 150\ (40{,}5^2\cdot 63 + 22^2\cdot 30{,}5 + 2\cdot 6^2\cdot 23) =$$

$$= 1\,800\,000 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 18 \text{ тс}\cdot\text{м} > M_{\text{к}} = 6{,}34 \text{ тс}\cdot\text{м},$$

т. е. условие (159) удовлетворяется.

Расчет прочности ведем как для прямоугольного сечения без учета выступающих полок, принимая $b = \dfrac{38+30}{2} = 34$ см.

Так как $0{,}5\,Q\,b = 0{,}5\cdot 33{,}5\cdot 0{,}34 = 5{,}7$ тс·м $< M_{\text{к}} = 6{,}34$ тс·м, согласно п. 3.62 производим расчет пространственных сечений.

Интенсивность вертикальных хомутов $f_{\text{х}}/u$ определяем согласно п. 3.64. Для этого определим коэффициенты δ_1, A и γ.

$$\delta_1 = \frac{h}{2\,b + h} = \frac{85}{2\cdot 34 + 85} = 0{,}556.$$

Согласно рис. 41 $F_{\text{н}2} = 16{,}09$ см^2 (2Ø32 А IV) и $F_{\text{а}2} = 8{,}043$ см^2 (1Ø32AIII), $a_2 = 7$ см.

$$R_{\text{а}}\,F_{\text{н}2} + R_{\text{а}}\,F_{\text{а}2} = 5000\cdot 16{,}09 + 3400\cdot 8{,}043 = 107\,800 \text{ кгс}.$$

$$A = \frac{M_{\text{к}} + 0{,}5\,Q\,b}{(R_{\text{а}}\,F_{\text{н}2} + R_{\text{а}}\,F_{\text{а}2})\ (b - 2\,a_2)} = \frac{634\,000 + 0{,}5\cdot 33\,500\cdot 34}{107\,800\ (34 - 2\cdot 7)} =$$

$$= 0{,}558.$$

Так как усилия $M_{\text{к}}$ и Q линейно уменьшаются от опоры к пролету, значение γ определяем по формуле (150), предварительно вычислив коэффициент k,

$$k = \frac{h\ (m_{\text{к}} + 0{,}5\,p\,b)}{2\ (R_{\text{а}}\,F_{\text{н}2} + R_{\text{а}}\,F_{\text{а}2})\ (b - 2\,a_2)} = \frac{85\ (1130 + 0{,}5\cdot 59{,}7\cdot 34)}{2\cdot 107\,800\ (34 - 2\cdot 7)} =$$

$$= 0{,}042.$$

Тогда

$$\gamma = \frac{A^2 - 4\,k}{4\,\delta} = \frac{0{,}558^2 - 4\cdot 0{,}042}{4\cdot 0{,}556} = 0{,}064 < \frac{A}{\sqrt{8\,\delta_1 + 16\,k}} =$$

$$= \frac{0{,}558}{\sqrt{8\cdot 0{,}556 + 16\cdot 0{,}042}} = 0{,}247.$$

Принимаем $\gamma = 0{,}247$.

Проверяем условие (151)

$$\sqrt{6\,\delta_1 + 16\,k} = \sqrt{6\cdot 0{,}556 + 16\cdot 0{,}042} = 2 > A = 0{,}558.$$

Определяем значение

$$\frac{f_{\text{х}}}{u} = \gamma\,\frac{R_{\text{а}}\,F_{\text{н}2} + R_{\text{а}}\,F_{\text{а}2}}{R_{\text{а. х}}\,h} = 0{,}247\ \frac{107\,800}{2700\cdot 85} = 0{,}116 \text{ см}..$$

Принимая шаг вертикальных хомутов $u = 15$ см, находим значение $f_{\text{х}}$

$$f_{\text{х}} = 0{,}116\cdot 15 = 1{,}74 \text{ см}^2.$$

Принимаем $d_{\text{х}} = 16$ мм ($f_{\text{х}} = 2{,}01$ см^2).

Проверим прочность пространственного сечения, начинающегося с опоры, по 3-й расчетной схеме согласно п. 3.67, б, принимая интен-

сивность хомутов по сжатой грани такой же, как для вертикальных хомутов, т. е. $f_x=2{,}01$ см² и $u=15$ см.

Поскольку

$$\lambda=\frac{Q\,b}{2\,M_к}=\frac{33\,500\cdot 34}{2\cdot 634\,000}=0{,}898>0{,}35,$$

значение k_3 равно:

$$k_3=\frac{0{,}5}{\lambda\,(1-\lambda)}=\frac{0{,}5}{0{,}898\,(1-0{,}898)}=5{,}46,$$

$$\delta=\frac{b}{2\,h+b}=\frac{34}{2\cdot 85+34}=0{,}167.$$

Из рис. 41 имеем $h_0=85-7=78$ см, $a'=5$ см.

Прочность проверяем из условия (158)

$$R_{a.\,x}f_x\frac{b}{u}(h_0-a')\sqrt{\delta}\,k_3=2700\cdot 2{,}01\,\frac{34}{15}(78-5)\sqrt{0{,}167}\times$$

$$\times 5{,}46=2\,006\,000\ \text{кгс}\cdot\text{см}=20{,}06\ \text{тс}\cdot\text{м}>M_к=6{,}34\ \text{тс}\cdot\text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Проверку пространственного сечения с серединой в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом не производим, поскольку в этом сечении крутящий момент равен нулю.

Пример 26. Дано: ригель перекрытия с поперечным сечением приопорного участка по рис. 42, *а;* эпюры изгибающих и крутящих моментов и эпюра поперечных сил по рис. 42; бетон марки М 400; поперечная и верхняя продольная арматура класса А-III ($R_a=R_{a.c}=3400$ кгс/см², $R_{a.x}=2700$ кгс/см²); нижняя продольная арматура напрягаемая класса А-IV ($R_a=5000$ кгс/см²); предварительное напряжение с учетом всех потерь при $m_т>1$ $\sigma_0=3800$ кгс/см²; вертикальные и горизонтальные хомуты диаметром 16 мм, шагом 10 см на приопорном участке и 20 см в пролете.

Требуется проверить прочность ригеля на совместное действие кручения и изгиба по 1-й и 3-й расчетным схемам.

Расчет. В соответствии с п. 3.68 расчет ведем как для элемента прямоугольного сечения без учета выступающей полки, принимая $b=30$ см.

Производим проверку прочности приопорного участка по 1-й расчетной схеме согласно п. 3.65, используя эпюры M и Q по рис. 42, *в* и *г*.

Из рис. 42, *а* имеем $a=8+0{,}5\cdot 4=10$ см, $a'=5+\frac{10}{3}=$

$=8{,}33$ см, $h_0=80-10=70$ см.

По формуле (140) определим высоту сжатой зоны, принимая

$$F_н=0;\ F_a'=0;\ \sigma_c=\sigma_g-\sigma_0=4000-3800=200\ \text{кгс/см}^2;$$

$R_{пр}=190$ кгс/см^2 (т. е. при $m_{б1}=1{,}1$, поскольку учитывается ветровая нагрузка).

$$x=\frac{R_a F_a-\sigma_c F'_н}{R_{пр} b}=\frac{3400\cdot 40{,}72-200\cdot 18{,}47}{190\cdot 30}=23{,}6\text{ см}>$$

$$>2a'=2\cdot 8{,}33=16{,}6\text{ см}.$$

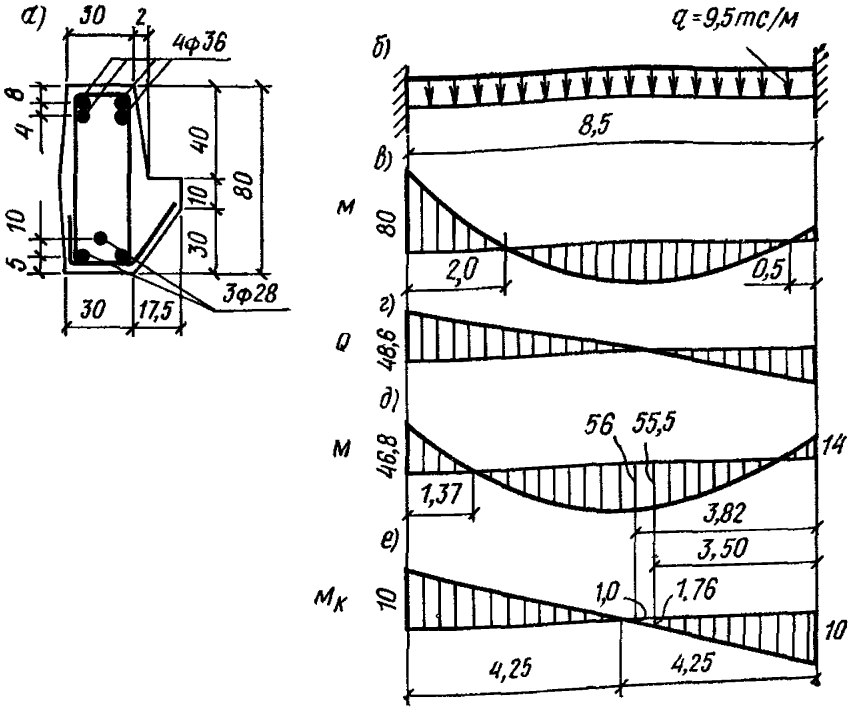


Рис. 42. К примеру 26

а — поперечное сечение в приопорном участке; *б* — расчетная схема ригеля; *в*, *г* — эпюры M и Q при комбинации нагрузок (включая ветровую), невыгоднейшей для опорного сечения; *д* — эпюра M при комбинации нагрузок, невыгоднейшей для пролетного сечения (ветровая нагрузка не учитывается); *е* — эпюра $M_К$ от вертикальной нагрузки

Из табл. 29 по значениям

$$\varkappa_0=\frac{M_0}{M_К}=\frac{80}{10}=8 \text{ и } \lambda=\frac{Q b}{2M_К}=\frac{48{,}6\cdot 0{,}3}{2\cdot 10}=0{,}73<0{,}9$$

находим $k_1=0{,}99$.

Из табл. 30 по значениям $\varkappa_0=8>3$ и $b/h=30/80=0{,}375$ находим $k_2=1{,}36$.

Проверим условие (152)

$$k_1 R_a F_a (h_0-0{,}5x)=0{,}99\cdot 3400\cdot 40{,}72\,(70-0{,}5\cdot 23{,}6)=$$

$$=7\,980\,000\text{ кгс}\cdot\text{см}=79{,}8\text{ тс}\cdot\text{м}\approx M_0=80\text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Проверим условие (153), принимая $f_x=2{,}01$ см и $u=10$ см:

$$k_2 R_{a.x} f_x \frac{b}{u}(h_0-0{,}5x)=1{,}36\cdot 2700\cdot 2{,}01\frac{30}{10}(70-$$

$$-0{,}5\cdot 23{,}6)=1\,290\,000\ \text{кгс}\cdot\text{см}=12{,}9\ \text{тс}\cdot\text{м}>M_к=10\ \text{тс}\cdot\text{м}.$$

Поскольку оба условия выполнены, прочность приопорного участка по 1-й расчетной схеме обеспечена.

В соответствии с п. 3.66,а проверим по 1-й расчетной схеме прочность пространственного сечения с серединой в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом в пролете из эпюры по рис. 42, *д*. В этом сечении $M=56$ тс·м:

$$M_к=\frac{4{,}25-3{,}82}{4{,}25}10=1\ \text{тс}\cdot\text{м}\neq 0,\ \text{т. е. } \varkappa=\frac{M}{M_к}=\frac{56}{1}=56.$$

Расчет ведем согласно пп. 3.63 и 3.66.

В верхней арматуре учитываем два стержня ∅ 36, поскольку два других оборваны. Следовательно, $F'_a=20{,}36$ см² (2∅36) и $a'=8$ см.

$F_н=18{,}47$ см² (3∅28), $F_a=0$, $f_x=2{,}01$ см, $u=20$ см.

По формулам (141) и (143) определяем значения δ и γ.

$$\delta=\frac{b}{2h+b}=\frac{30}{2\cdot 80+30}=0{,}158;$$

$$\gamma=\frac{R_{a.x}f_x}{R_a F_н}\frac{b}{u}=\frac{2700\cdot 2{,}01}{5000\cdot 18{,}47}\frac{30}{20}=0{,}0883.$$

Поскольку

$$\gamma_{макс}=\frac{1{,}5}{1+2\varkappa\sqrt{\delta}}=\frac{1{,}5}{1+2\cdot 56\sqrt{0{,}158}}=0{,}033<\gamma=0{,}0883,$$

в расчете учитываем $\gamma=0{,}033$.

По формуле (154) определим невыгоднейшее значение

$$\beta=-\varkappa+\sqrt{\varkappa^2+1/\delta\gamma}=-56+\sqrt{56^2+(0{,}158\cdot 0{,}033)^{-1}}=$$

$$=1{,}65<\frac{1}{\delta}=\frac{1}{0{,}158}=6{,}3.$$

Высоту сжатой зоны x определим по формуле (140), принимая $F_a=0$, $F'_н=0$ и $R_{пр}=150$ кгс/см² (т. е. при $m_{б1}=0{,}85$, поскольку ветровая нагрузка не учитывается).

$$x=\frac{R_a F_н-R_{a\cdot c}F'_a}{R_{пр}b}=\frac{5000\cdot 18{,}47-3400\cdot 20{,}36}{150\cdot 30}=5{,}14\ \text{см}.$$

Поскольку $x=5{,}14$ см$<2a'=2\cdot 8=16$ см, принимаем $x=2a'=16$ см.

Проверяем условие (139), принимая $k=1$, $a=8{,}33$ см, $h_0=h-a=80-8{,}33=71{,}67$ см

$$R_a F_в (h_0 - 0{,}5x)\frac{1+\gamma\delta\beta^2}{k\beta+\varkappa} = 5000\cdot 18{,}47\,(71{,}67-8)\times$$

$$\times\frac{1+0{,}033\cdot 0{,}158\cdot 1{,}65^2}{1{,}65+56} = 103\,300 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 1{,}03 \text{ тс}\cdot\text{м} > M_к =$$

$$= 1 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Из эпюры M на рис. 42, *д* видно, что изгибающие моменты в пролете изменяются незначительно, а крутящие моменты $M_к$ — более заметно. Поэтому в соответствии с п. 3.66 проверим аналогично пространственное сечение с серединой в поперечном сечении с бóльшим крутящим моментом и с изгибающим моментом, близким к максимальному. В поперечном сечении на расстоянии 3,5 м от правой опоры имеем:

$$M = 56 - \frac{9{,}5\,(3{,}82-3{,}5)^2}{2} = 55{,}5 \text{ тс}\cdot\text{м}; \quad M_к =$$

$$= \frac{4{,}25-3{,}5}{4{,}25}\,10 = 1{,}76 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$\varkappa = 55{,}5/1{,}76 = 31{,}5;$$

$$\gamma_{макс} = \frac{1{,}5}{1+2\cdot 31{,}5\sqrt{0{,}158}} = 0{,}0577 < \gamma = 0{,}0883;$$

$$\gamma = 0{,}0577;$$

$$\beta = -31{,}5 + \sqrt{31{,}5^2 + (0{,}158\cdot 0{,}0577)^{-1}} = 1{,}7.$$

Проверяем условие (139)

$$5000\cdot 18{,}47\,(71{,}67-8)\cdot\frac{1+0{,}0575\cdot 0{,}158\cdot 1{,}7^2}{1{,}7+31{,}5} =$$

$$= 182\,000 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 1{,}82 \text{ тс}\cdot\text{м} > M_к = 1{,}76 \text{ тс}\cdot\text{м},$$

т. е. прочность при 1-й расчетной схеме обеспечена.

Проверим прочность пространственного сечения по 3-й расчетной схеме согласно п. 3.67, *а*, принимая середину пространственного сечения в нулевой точке эпюры M.

Если не учитывать два верхних обрываемых стержня, наименее армированной гранью можно считать верхнюю, поскольку

$$R_a F_в = 3400\cdot 20{,}36 = 69\,300 \text{ кгс} < R_a F_в = 5000\cdot 18{,}47 =$$

$$= 92\,300 \text{ кгс}.$$

Тогда $a=8$ см, $h_0=80-8=72$ см, $a'=8{,}33$ см.

Шаг и диаметр поперечных стержней принимаем как для приопорного участка, т. е. $u=10$ см, $f_x=2{,}01$ см^2.

Вычислим значения γ, δ и c:

$$\gamma = \frac{R_{а.\,х} f_х}{R_а F_а} \frac{b}{u} = \frac{2700 \cdot 2{,}01}{69300} \frac{30}{10} = 0{,}235 < 0{,}5;$$

$$\delta = \frac{b}{2h + b} = 0{,}158, \quad c = \frac{b}{\sqrt{\gamma \delta}} = \frac{30}{\sqrt{0{,}5 \cdot 0{,}158}} = 106{,}7 \text{ см}.$$

Из рис. 40, *в* и *д* видно, что левая нулевая точка эпюры отстоит от опоры дальше, чем на $c/2 = 106{,}7/2 = 53{,}3$ см. При других комбинациях нагрузок нулевая точка может быть существенно приближена к опоре и учитываемое в расчете значение $M_к$ может возрасти. Поэтому принимаем невыгоднейшее расположение нулевой точки на расстоянии $c/2 = 53{,}3$ см от опоры. Значение $M_к$ на этом расстоянии равно:

$$M_к = 10 \frac{4{,}25 - 0{,}533}{4{,}25} = 8{,}75 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Поскольку $\gamma < 0{,}5$, проверяем условие (155)

$$R_а F_а (h_0 - a') 2\gamma \sqrt{2\delta} = 69300 (72 - 8{,}33) \cdot 2 \cdot 0{,}235 \times$$

$$\times \sqrt{2 \cdot 0{,}158} = 1165000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 11{,}65 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_к = 8{,}75 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность по 3-й расчетной схеме обеспечена.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

3.72. Расчет железобетонных конструкций на выносливость производится при воздействии многократно повторяющейся (подвижной или пульсирующей) нагрузки, вызывающей значительный перепад напряжений в бетоне или в растянутой арматуре, если число повторений нагрузки за период эксплуатации здания или сооружения достаточно велико (порядка 10^5 и более).

К такого рода конструкциям относятся подкрановые балки, эстакады, шпалы, перекрытия под неуравновешенные машины (вентиляторы, центрифуги) и т. п.

Подкрановые балки при легком режиме работы кранов на выносливость не рассчитываются. Также не рассчитываются на выносливость сжатые элементы с косвенной арматурой и участки элементов, работающие на местное сжатие.

3.73 (3.53). Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится из условий:

а) для сжатого бетона

$$\sigma_{б.\,макс} \leqslant R_{пр}, \qquad (167)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по табл. 12 при $m_{б1} = 1$ и умноженное на коэффициент условий работы $m_{б2}$ определяемый согласно п. 3.76;

$\sigma_{б.макс}$ — максимальное нормальное напряжение в сжатом бетоне;

б) для растянутой арматуры

$$\sigma_{а.\,макс} \leqslant R_а, \qquad (168)$$

где R_a — расчетное сопротивление растянутой арматуры, умноженное на коэффициенты условий работы m_{a1}, а при наличии сварных соединений арматуры — также на коэффициенты m_{a2}, определяемые согласно п. 3.77;

$\sigma_{а.макс}$ — максимальное напряжение в растянутой арматуре, определяемое по формуле

$$\sigma_{а.\,макс} = n' \sigma_{б.\,а} + \sigma_{02}, \qquad (169)$$

где $\sigma_{б.а}$ — напряжение в бетоне на уровне наиболее растянутого ряда арматуры;

n' — коэффициент приведения арматуры к бетону, принимаемый по табл. 31;

Таблица 31

Значение коэффициента приведения n' при проектной марке бетона

М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500 и выше
25	22,5	20	17,5	15	12,5	10

σ_{02} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента $m_т$, меньшего единицы.

Напряжения $\sigma_{б.макс}$ и $\sigma_{б.а}$ определяются от действия внешних нагрузок и от усилия предварительного обжатия N_0, как для упругого тела (см. п. 1.28), по приведенному сечению, принятому согласно п. 3.74.

В зоне, проверяемой по сжатому бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих напряжений.

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

3.74. При расчете на выносливость приведенные сечения принимаются следующим образом.

Если в сечении не образуются нормальные трещины, т. е. если выполняется условие (200), п. 4.11, при замене в нем значения $R_{рII}$ на $R_р$ (при учете $m_{б2}$), приведенное сечение включает в себя полное сечение бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения n', определяемый по табл. 31.

Если в сечении образуются нормальные трещины, приведенное сечение включает в себя площадь сечения только сжатого бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент n'.

В этом случае высота сжатой зоны x для изгибаемых элементов определяется из уравнения

$$\frac{M}{N_{02}} - e_{л.\,н} = \frac{I_б + n' S_а y_а + n' S_н y_н + n S'_а y'_а + n' S'_н y'_н}{S_б - n' S_а - n' S_н + n' S'_а + n' S'_н}, \qquad (170)$$

где $I_б$ — момент инерции сжатой зоны бетона относительно нейтральной линии;

$S_б$, $S_а$, $S_н$, $S'_а$, $S'_н$ — соответственно статические моменты сжатой зоны бетона и сечений напрягаемой и ненапрягаемой арматуры A и A' относительно нейтральной линии;

$e_{л.н}$ — расстояние от нейтральной линии до точки приложения усилия N_{02}:

$$e_{л.\,н} = y' + e_{0\,н} - x; \qquad (171)$$

y' — расстояние от центра тяжести полного приведенного сечения до наиболее сжатой грани;

$y_а$, $y'_а$, $y_н$ и $y'_н$ — расстояния от нейтральной линии соответственно до центра тяжести сечений ненапрягаемой и напрягаемой арматуры A и A' (рис. 43).

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного **напряжения, уравнение (170)** принимает вид

$$S_б - n' S_а + n' S'_а = 0. \qquad (172)$$

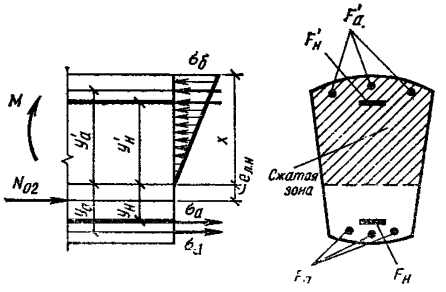


Рис. 43. Схема расположения усилий в поперечном сечении с трещиной, рассчитываемом на выносливость

Для внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов положение нейтральной линии также определяется из уравнения (170), левая часть которого принимается равной $M_л/N_с$, где $M_л$ — момент внешней силы N и усилия обжатия N_{02} относительно нейтральной линии, $N_с = N_{02} \pm N$ (знак плюс принимается при сжимающей силе N, знак минус — при растягивающей силе N).

Если точка приложения растягивающей силы $N_с$ (определенная с учетом всех внешних воздействий) находится между центрами тяжести арматуры A и A', в сечении возникают только растягивающие напряжения и в приведенном сечении учитывается только площадь сечения арматуры.

Для элементов прямоугольного, таврового или двутаврового сечения при наличии нормальных трещин уравнение (170) приобретает вид

$$\xi^3 - 3\left(1 - \frac{e_{а.\,с}}{h_0}\right)\xi^2 + 6\left[\frac{e_{а.\,с}}{h_0}(\gamma' + \alpha) - \gamma'\left(1 - \frac{\delta_п}{2}\right)\right]\xi + $$

$$+ 3\gamma'\delta_п\left(1 - \frac{e_{а.\,с}}{h_0}\right) - 6\frac{e_{а.\,с}}{h_0}\alpha - 2\gamma'\delta_п^2 = 0, \qquad (173)$$

где $e_{а.\,с} = \dfrac{M}{N_{02}} + e_{а.\,н}$ — для изгибаемых элементов;

$e_{а.\,с} = \dfrac{N e_а + N_{02} e_{а.\,н}}{N_с}$ — для внецентренно нагруженных элементов;

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + n'\,(F'_а + F'_н)}{b\,h_0}; \qquad \alpha = \frac{F_н + F_а}{b\,h_0}\,n',$$

$$\delta_п = \frac{h'_п}{h_0}.$$

Полученное из уравнения (173) значение $\xi = x/h_0$ должно удовлетворять условиям $\xi \geqslant \delta_п$ и $\xi \leqslant (h - h_п)/h_0$.

При отсутствии в сжатой зоне свесов в уравнении (173) принимают $\delta_п = \dfrac{2a'}{h_0}$.

Для предварительно-напряженных конструкций, у которых не образуются нормальные трещины, характеристики приведенного сечения допускается определять при коэффициенте приведения $n = E_a/E_б$.

3.75(3.54). Расчет на выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_a, т. е. должно выполняться условие

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_a \mu_x + R_a \mu_0 \left(\sin \alpha + \cos \alpha \frac{\tau_{xy}}{\sigma_{г.р} + \sigma_y} \right), \qquad (174)$$

где $\sigma_{г.р}$ — главное растягивающее напряжение на уровне центра тяжести приведенного сечения, вычисляемое согласно п. 4.12;

σ_y, τ_{xy} — соответственно сжимающее напряжение в направлении, перпендикулярном продольной оси, и касательное напряжение, определяемые на том же уровне, что и напряжение $\sigma_{г.р}$, согласно пп. 4.13—4.15;

R_a — расчетное сопротивление поперечной и отогнутой арматуры с учетом коэффициентов условий работы m_{a1} и m_{a2} (см. п. 3.77);

α — угол наклона отогнутой арматуры к продольной оси элемента в рассматриваемом сечении;

μ_x, μ_0 — см. п. 4.23.

При вычислении $\sigma_{г.р}$, σ_y и τ_{xy} приведенное сечение определяется согласно п. 3.74.

Расчет производится для каждого участка с постоянной интенсивностью поперечного армирования.

Для элементов, в которых поперечная арматура не предусматривается (см. п. 5.43), должны быть выполнены требования п. 4.12 с введением в условия (202) и (203) вместо расчетных сопротивлений бетона $R_{рII}$ и $R_{прII}$ соответственно расчетных сопротивлений $R_р$ и $R_{пр}$, умноженных на коэффициент условий работы $m_{б2}$ согласно п. 3.76.

3.76. Коэффициенты условий работы бетона $m_{б2}$, применяемые при действии многократно повторяющейся нагрузки, определяются в зависимости от коэффициента асимметрии цикла $\rho_б$

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.макс}}, \qquad (175)$$

где $\sigma_{б.мин}$ и $\sigma_{б.макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно пп. 3.73 и 3.74 [напряжения принимаются со своими алгебраическими знаками: при проверке условия (167) за положительные принимаются напряжения сжатия, а при проверке условий (200)—(203) — напряжения растяжения].

При $\rho_б \geqslant 0$ коэффициент $m_{б2}$ принимается по табл. 32.

Таблица 32(16)

Состояние бетона по влажности	Коэффициенты условий работы бетона $m_{б2}$ при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_б$, равном						
	0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Естественной влажности	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
Водонасыщенный	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1

При определении расчетного сопротивления $R_р$ или $R_{рII}$, если напряжение растяжения сменяется напряжением сжатия, за величину $\sigma_{б.мин}$ принимаются сжимающие напряжения. В этом случае коэффициент $m_{б2}$ для бетона естественной влажности при $0 > \rho_б \geqslant -5$ определяется по формуле

$$m_{б2} = 0{,}7 - 0{,}06 \mid \rho_б \mid . \qquad (176)$$

Таблица 33(25)

Класс арматуры	Коэффициенты условий работы m_{a1} при коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном								
	—1	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
А-I	0,45	0,7	0,8	0,85	1	1	1	1	1
А-II	0,45	0,55	0,6	0,65	0,75	1	1	1	1
А-II, марки 10ГТ	—	—	0,8	0,85	0,95	1	1	1	1
А-III	0,35	0,4	0,45	0,5	0,6	0,9	1	1	1
А-IV	—	—	—	0,25	0,4	0,75	0,95	1	1
А-V	—	—	—	0,2	0,3	0,6	0,75	0,95	1
Атп-V	—	—	—	0,2	0,36	0,62	0,7	0,81	1
Вр-II	—	—	—	—	—	0,7	0,85	0,95	1
В-II	—	—	—	—	—	0,8	1	1	1
К-7 диаметром 4,5—9 мм	—	—	—	—	—	0,8	0,95	1	1
К-7 диаметром 12—15 мм	—	—	—	—	—	0,65	0,8	1	1
В-I и Вр-I	—	—	0,6	0,75	0,9	1	1	1	1

Примечание. При значениях ρ_a, для которых в табл. 33 не даны значения коэффициента m_{a1}, применение соответствующей арматуры допускается лишь при специальном обосновании.

При $m_{б2}=1$ расчет на выносливость сжатого бетона можно не производить.

При проверке образования наклонных трещин коэффициенты условия работы $m_{б2}$, вводимые на расчетные сопротивления $R_р(R_{рII})$ и $R_{пр}(R_{прII})$, определяются соответственно в зависимости от

$$\rho_б = \frac{\sigma_{г.\,р.\,мин}}{\sigma_{г.\,р.\,макс}}, \quad \rho_б = \frac{\sigma_{г.\,с.\,мин}}{\sigma_{г.\,с.\,макс}}, \tag{177}$$

где $\sigma_{г.с.мин}$, $\sigma_{г.с.макс}$, $\sigma_{г.р.мин}$ и $\sigma_{г.р.макс}$ — соответственно минимальные и максимальные главные сжимающие и главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно п. 4.12 по полному приведенному сечению.

При определении напряжений бетона, входящих в формулы (175) и (177), используются такие же нагрузки, что и при расчете на выносливость.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, формулы (175) и (177) приобретают вид:

$$\rho_б = M_{мин}/M_{макс}; \tag{175'}$$

$$\rho_б = Q_{мин}/Q_{макс}. \tag{177'}$$

Если число циклов повторения нагрузок значительно превышает $2 \cdot 10^6$ (т. е. порядка 10^k, где $k \geqslant 7$), коэффициент условий работы $m_{б2}$ следует уменьшить на 0,03 (k —6).

3.77. Коэффициенты условий работы арматуры $m_{а1}$, принимаемые при расчете на выносливость, определяются по табл. 33.

При наличии сварных соединений учитывается дополнительный коэффициент условий работы $m_{а2}$, определяемый по табл. 34.

Таблица 34(26)

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Коэффициенты условий работы $m_{а2}$ при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_а$, равном								
		—1	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	9	1
А-I, А-II диаметром не более 20 мм	I	0,85	0,85	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,5	0,6	0,65	0,7	0,75	0,9	1	1	1
	III	0,2	0,25	0,25	0,3	0,35	0,5	0,65	0,85	1
А-III диаметром не более 20 мм	I	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,5	0,55	0,6	0,65	0,65	0,7	0,75	0,85	1
	III	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,45	0,6	0,8	1

Примечания: 1. Разделение сварных соединений (см. прил. 1) на группы принято следующим:

I — соединения типа КС-М;

II — соединения типа КТ-2 (с минимально допустимой относительной осадкой h/d), КС-О, ВО-Б, ВП-В;

III — соединения типа КС-Р, ВП-I, ВМ-I, а также по поз. 4, 5, 7, 8 прил. 1.

2. Значения коэффициента $m_{а2}$ должны быть снижены на 5% при диаметре стержней 22—32 мм и на 10% при диаметре более 32 мм.

При расчете на выносливость сечений, нормальных к оси элемента, коэффициент асимметрии цикла ρ_a определяется по формуле

$$\rho_a = \frac{\sigma_{a.\,мин}}{\sigma_{a.\,макс}}, \qquad (178)$$

где $\sigma_{a.мин}$ и $\sigma_{a.макс}$ — соответственно наименьшие и наибольшие напряжения в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно пп. 3.73 и 3.74 (напряжения принимаются со своими знаками, при этом за положительные принимаются растягивающие напряжения).

При расчете на выносливость наклонных сечений значение ρ_a определяется по формуле

$$\rho_a = \sigma_{г.\,р.\,мин} / \sigma_{г.\,р.\,макс}, \qquad (179)$$

где $\sigma_{г.р.мин}$ и $\sigma_{г.р.макс}$ — соответственно наименьшие и наибольшие главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно п. 3.75.

При определении напряжений, входящих в формулы (178) и (179), используются такие же нагрузки, что и при расчете на выносливость.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, при расчете на выносливость наклонных сечений формула (179) приобретает вид

$$\rho_a = Q_{мин}/Q_{макс}, \qquad (179')$$

а при расчете на выносливость нормальных сечений коэффициент асимметрии цикла ρ_a допускается определять с учетом накопления неупругих деформаций бетона по формулам:

при $M_{мин}/M_{макс} \leqslant 0{,}2$ $\rho_a = 0{,}3$;

при $0{,}75 \geqslant M_{мин}/M_{макс} > 0{,}2$ $\rho_a = 0{,}15 + 0{,}8\, M_{мин}/M_{макс}$

при $M_{мин}/M_{макс} \geqslant 0{,}75$ $\rho_a = M_{мин}/M_{макс}$.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 27. Дано: предварительно-напряженная подкрановая балка с поперечным сечением по рис. 44,*а*, бетон марки М 400; геометрические характеристики приведенного поперечного сечения (определенные при коэффициенте приведения $n = E_a/E_б$): площадь $F_п = 3391$ см^2; расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани $y = 72{,}8$ см, момент инерции $I_п = 8\,585\,000$ см^4; продольная арматура A и A' — предварительно напряженная класса А-IV площадью соответственно $F_н = 40{,}21$ см^2 и $F'_н = 9{,}42$ см^2; поперечная арматура в виде сварных хомутов класса А-III диаметром 12 мм, шагом 10 см, по два в сечении; усилие предваритель-

ного обжатия с учетом всех потерь напряжений $N_{02}=153\ 600$ кгс, его эксцентрицитет относительно центра тяжести сечения $e_{0н}=$ $=35{,}7$ см; предварительное напряжение с учетом всех потерь в арматуре A $\sigma_{02}=2900{,}5$ кгс/см²; нагрузка: сосредоточенная от крана $P=30{,}6$ тс; равномерно распределенная от собственного веса балки и подкранового пути $q=1{,}1$ тс/м; случаи невыгоднейшего расположения кранов приведены на рис. 44,*б* и *в*; краны среднего режима работы; расчетный пролет балки 11,7 м.

Требуется рассчитать подкрановую балку на выносливость по нормальным и наклонным сечениям.

Расчет на выносливость нормальных сечений. Определяем наибольший изгибающий момент в сечении *I—I* при невыгоднейшем расположении крана (см. рис. 44,*б*).

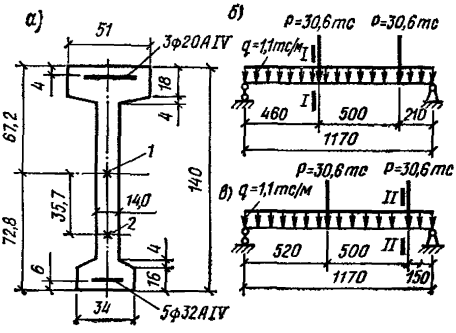


Рис. 44. К примеру 27

а — поперечное сечение балки; *б*, *в* — схемы невыгоднейшего расположения нагрузки; *1* — центр тяжести приведенного сечения; *2* — точка приложения усилия обжатия N_0

$$h_0 = h - a = 140 - 6 = 134 \text{ см}.$$

$$M_{макс} = 30{,}6\frac{2{,}1+7{,}1}{11{,}7}4{,}6 + \frac{1{,}1\cdot 4{,}6}{2}(11{,}7-4{,}6) = 128{,}6 \text{ тс·м}.$$

Наименьший изгибающий момент в сечении *I—I* (при отсутствии крана) равен:

$$M_{мин} = \frac{1{,}1\cdot 4{,}6}{2}(11{,}7-4{,}6) = 18 \text{ тс·м}.$$

Проверяем возможность образования трещин в растянутой зоне согласно п. 4. 11. Для этого определяем напряжения бетона по нижней грани $\sigma_{б.макс}$ и $\sigma_{б.мин}$, учитывая полное приведенное сечение (при $n=E_а/E_б$).

От действия усилия N_{02} сжимающее напряжение по нижней грани равно:

$$\sigma_{б.н} = \frac{N_{02}}{F_п} + \frac{N_{02}e_{0н}y}{I_п} = \frac{153600}{3391} + \frac{153600\cdot 35{,}7\cdot 72{,}8}{8585000} = 92 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

Тогда

$$\sigma_{б.макс} = \frac{M_{макс}y}{I_п} - \sigma_{б.н} = \frac{12860000}{8585000}72{,}8 - 92 = 17 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2};$$

$$\sigma_{б.мин} = \frac{M_{мин}y}{I_п} - \sigma_{б.н} = \frac{1800000}{8585000}72{,}8 - 92 =$$

$$= -76{,}7 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} < 0,$$

т. е. при действии $M_{мин}$ сечение полностью сжато. Поскольку $\sigma_{б.макс}=17$ кгс/см$^2 > R_р = 12$ кгс/см^2, т. е. даже без учета коэффициента $m_{б2}$ условие (200) не выполняется, трещины в растянутой зоне образуются.

Согласно п. 3.74 приведенное сечение определяется без учета растянутого бетона.

Относительную высоту сжатой зоны ξ определяем из уравнения (173). Для этого находим величины γ', $e_{а.н}$, $e_{а.с}$, α и $\delta_п$.

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + n'\,F'_н}{b\,h_0} = \frac{(51-14)\cdot 20 + 15\cdot 9{,}42}{14\cdot 134} = 0{,}47;$$

$$e_{а.\,н} = y - e_{0\,н} - a = 72{,}8 - 35{,}7 - 6 = 31{,}1 \text{ см};$$

$$e_{а.\,с} = \frac{M_{макс}}{N_{02}} + e_{а.\,н} = \frac{12\,860\,000}{153\,600} + 31{,}1 = 114{,}8 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{F_н}{b\,h_0}\,n' = \frac{40{,}21}{14\cdot 134}\,15 = 0{,}322;$$

$$\delta_п = \frac{h'_п}{h_0} = \frac{20}{134} = 0{,}15.$$

Представляя уравнение (173) в виде

$$f(\xi) = \xi^3 - a\,\xi^2 + b\,\xi + c = 0,$$

определяем коэффициенты a, b и c:

$$a = 3\left(1 - \frac{e_{а.\,с}}{h_0}\right) = 3\left(1 - \frac{114{,}8}{134}\right) = 0{,}43;$$

$$b = 6\left[\frac{e_{а.\,с}}{h_0}\,(\gamma' + \alpha) - \gamma'\left(1 - \frac{\delta_п}{2}\right)\right] = 6\left[\frac{114{,}8}{134}\,(0{,}47 + 0{,}322) - 0{,}47\left(1 - \frac{0{,}15}{2}\right)\right] = 1{,}46;$$

$$c = 3\,\gamma'\,\delta_п\left(1 - \frac{e_{а.\,с}}{h_0}\right) - 6\,\frac{e_{а.\,с}}{h_0}\,\alpha - 2\,\gamma'\,\delta_п^2 = 3\cdot 0{,}47\cdot 0{,}15 \times \left(1 - \frac{114{,}8}{134}\right) - 6\,\frac{114{,}8}{134}\,0{,}322 - 2\cdot 0{,}47\cdot 0{,}15^2 = -1{,}644.$$

Таким образом,

$$f(\xi) = \xi^3 - 0{,}43\,\xi^2 + 1{,}46\,\xi - 1{,}644 = 0.$$

Решаем уравнение методом Ньютона. Первая производная выражения $f(\xi)$ имеет вид

$$f'(\xi) = 3\,\xi^2 - 2\,a\,\xi + b = 3\,\xi^2 - 0{,}86\,\xi + 1{,}46.$$

Принимая $\xi_0=1$, получим в первом приближении

$$\xi_1=\xi_0-\frac{f(\xi_0)}{f'(\xi_0)}=1-\frac{1-0{,}43+1{,}46-1{,}644}{3-0{,}86+1{,}46}=0{,}898.$$

Во втором приближении, принимая $\xi_0=\xi_1=0{,}898$, получим

$$\xi_2=0{,}898-\frac{0{,}898^3-0{,}43\cdot0{,}898^2+1{,}46\cdot0{,}898-1{,}644}{3\cdot0{,}898^2-0{,}86\cdot0{,}898+1{,}46}=0{,}884.$$

Поскольку ξ_2 мало отличается от ξ_1, окончательно принимаем $\xi=\xi_2=0{,}884$, т. е.

$$x=\xi h_0=0{,}884\cdot134=119\text{ см}.$$

Определяем характеристики приведенного сечения без учета растянутого бетона.

Площадь

$$F_{\text{п}}=51\cdot20+14\,(119-20)+15\cdot9{,}42+15\cdot40{,}21=3150\text{ см}^2.$$

Статический момент относительно растянутой арматуры

$$S_{\text{н}}=51\cdot20\,(134-10)+14\cdot99\left(134-20-\frac{99}{2}\right)+15\cdot9{,}42\,(134-4)=234100\text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до растянутой арматуры

$$y_{\text{ц}}=S_{\text{п}}/F_{\text{п}}=234100/3150=74{,}2\text{ см}.$$

Момент инерции

$$I_{\text{п}}=\frac{51\cdot20^3}{12}+51\cdot20\,(134-14{,}2-10)^2+\frac{14\cdot99^3}{12}+14\cdot99\times$$

$$\times\,9{,}7^2+15\cdot9{,}42\cdot55{,}8^2+15\cdot40{,}21\cdot74{,}2^2=7590000\text{ см}^4.$$

Расстояние от усилия N_{02} до центра тяжести сечения

$$e_{0\,\text{н}}=y_{\text{ц}}-e_{\text{а}\cdot\,\text{н}}=74{,}2-31{,}1=43{,}1\text{ см}.$$

Проверяем выносливость сжатого бетона из условия (167). Для этого определяем наибольшие и наименьшие напряжения $\sigma_{\text{б.макс}}$ и $\sigma_{\text{б.мин}}$ в верхнем краевом волокне бетона, т. е. на расстоянии $y'=134-74{,}2=59{,}8$ см от центра тяжести сечения:

$$\sigma_{\text{б. макс}}=\frac{N_{02}}{F_{\text{п}}}-\frac{N_{02}\,e_{0\,\text{н}}\,y'}{I_{\text{п}}}+\frac{M_{\text{макс}}\,y'}{I_{\text{п}}}=\frac{153600}{3150}-$$

$$-\frac{153\,600\cdot43{,}1\cdot59{,}8}{7\,590\,000}+\frac{12\,860\,000\cdot59{,}8}{7\,590\,000}=97{,}85\text{ кгс/см}^2.$$

Вследствие того, что при минимальной внешней нагрузке напряжения в бетоне по нижней грани сжимающие, напряжения в верхнем волокне бетона при этой нагрузке будем определять по полному приведенному сечению, т. е. при $F_{\text{п}}=3391$ см^2, $I_{\text{п}}=8585000$ см^4, $e_{0\text{н}}=35{,}7$ см и $y'=140-72{,}8=67{,}2$ см.

$$\sigma_{\text{б. мин}}=\frac{153\,600}{3391}-\frac{153\,600\cdot35{,}7\cdot67{,}2}{8\,585\,000}+\frac{1\,800\,000\cdot67{,}2}{8\,585\,000}=$$

$$=16{,}3\text{ кгс/см}^2>0,$$

т. е. растягивающие напряжения в верхней зоне не появляются.

Коэффициент асимметрии цикла найдем по формуле (175):

$$\rho_б = \sigma_{б.\,мин}/\sigma_{б.\,макс} = 16{,}3/97{,}85 = 0{,}167.$$

По табл. 32 при $\rho_б = 0{,}167$ найдем $m_{б2} = 0{,}783$.

$$R_{пр} = 0{,}783 \cdot 175 = 137 \text{ кгс/см}^2 > \sigma_{б.\,макс} = 97{,}85 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. выносливость сжатого бетона обеспечена.

Проверяем выносливость растянутой арматуры из условия (168). Определяем наибольшие и наименьшие напряжения $\sigma_{а.макс}$ и $\sigma_{а.мин}$ на уровне растянутой арматуры по формуле (169).

$$\sigma_{а.\,макс} = n'\left(\frac{M_{макс}\,y}{I_п} - \frac{N_0}{F_п} - \frac{N_0\,e_{0\,н}\,y}{I_п}\right) + \sigma_{02} =$$

$$= 15\left(\frac{12\,860\,000}{7\,590\,000}74{,}2 - \frac{153\,600}{3150} - \frac{153\,600 \cdot 43{,}1 \cdot 74{,}2}{7\,590\,000}\right) + 2900 =$$

$$= 3083 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{а.\,мин} = n'\left(\frac{M_{мин}\,y}{I_п} - \frac{N_{02}}{F_п} - \frac{N_{02}\,e_{0\,н}\,y}{I_п}\right) + \sigma_{02} =$$

$$= 15\left(\frac{1\,800\,000}{8\,585\,000}66{,}8 - \frac{153\,600}{3391} - \frac{153\,600 - 35{,}7 \cdot 66{,}8}{8\,585\,000}\right) + 2900 =$$

$$= 1790 \text{ кгс/см}^2.$$

По формуле (178) найдем характеристику цикла напряжений в арматуре

$$\rho_а = \frac{\sigma_{а.\,мин}}{\sigma_{а.\,макс}} = \frac{1790}{3083} = 0{,}58.$$

По табл. 33 при $\rho_а = 0{,}58$ находим $m_{а1} = 0{,}62$.

$$R_а = 0{,}62 \cdot 5000 = 3100 \text{ кгс/см}^2 > \sigma_{а.\,макс} = 3083 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. выносливость растянутой арматуры обеспечена.

Расчет на выносливость наклонных сечений. Определяем изгибающий момент и поперечную силу в сечении *II—II*:

а) при невыгоднейшем расположении крана

$$M_{макс} = 30{,}6\frac{5{,}2 + 10{,}2}{11{,}7}1{,}5 + \frac{1{,}1 \cdot 1{,}5}{2}(11{,}7 - 1{,}5) = 68{,}8 \text{ тс·м};$$

$$Q_{макс} = 30{,}6\frac{5{,}2 + 10{,}2}{11{,}7} + 1{,}1\left(\frac{11{,}7}{2} - 1{,}5\right) = 45 \text{ тс};$$

б) при отсутствии крана

$$Q_{мин} = 1{,}1\left(\frac{11{,}7}{2} - 1{,}5\right) = 4{,}8 \text{ тс}.$$

Аналогично вышеуказанному проверяем возможность образования нормальных трещин в этом сечении:

$$\sigma_{б.\,макс} = \frac{M_{макс}\,y}{I_п} - \sigma_{б.\,н} = \frac{6\,880\,000 \cdot 72{,}8}{8\,585\,000} - 92 =$$

$$= -33{,}6 \text{ кгс/см}^2 < 0,$$

т. е. при действии $M_{макс}$ все сечение сжато и трещины отсутствуют, поэтому расчет ведем по полному приведенному сечению

Выносливость наклонных сечений проверяем на уровне центра тяжести приведенного сечения. Определяем статический момент верхней части сечения относительно этого уровня, принимая

$$n = \frac{2 \cdot 10^6}{3 \cdot 10^5} = 6{,}67;$$

$$S_п = 51 \cdot 20 \left(67{,}2 - \frac{20}{2}\right) + 14\,(67{,}2 - 20)^2\,0{,}5 + 6{,}67 \cdot 9{,}42 \times$$

$$\times\,(67{,}2 - 4) = 77910 \text{ см}^3.$$

Наибольшие и наименьшие касательные напряжения определяем по формуле (208), п. 4.15:

$$\tau_{макс} = \frac{Q_{макс}\, S_п}{I_п\, b} = \frac{45\,000 \cdot 77\,910}{8\,585\,000 \cdot 14} = 29{,}2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_{мин} = \frac{Q_{мин}\, S_п}{I_п\, b} = \frac{4\,800 \cdot 77\,910}{8\,585\,000 \cdot 14} = 3{,}1 \text{ кгс/см}^2.$$

Нормальные напряжения на уровне центра тяжести не зависят от внешней нагрузки и равны:

$$\sigma_{x.\,макс} = \sigma_{x.\,мин} = \frac{N_{02}}{F_п} = \frac{153\,600}{3391} = 45{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку сечение *II—II* расположено от опоры на расстоянии 1,5 м $> 0{,}7\,h$, напряжение $\sigma_y = \sigma_{ум} = 0$.

Определяем по формуле (204) наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{г.\,р.\,макс} = \frac{\sigma_{x.\,макс}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.\,макс}}{2}\right)^2 + \tau^2_{макс}} =$$

$$= \frac{-45{,}2}{2} + \sqrt{\left(\frac{45{,}2}{2}\right)^2 + 29{,}2^2} = -22{,}6 + 36{,}9 =$$

$$= 14{,}3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{г.\,р.\,мин} = \frac{\sigma_{x.\,мин}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.\,мин}}{2}\right)^2 + \tau^2_{мин}} =$$

$$= -22{,}6 + \sqrt{22{,}6^2 + 3{,}1^2} = 0{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициент асимметрии цикла для поперечной арматуры равен:

$$\rho_а = \frac{\sigma_{г.\,р.\,мин}}{\sigma_{г.\,р.\,макс}} = \frac{0{,}2}{14{,}3} = 0{,}014.$$

По табл. 33 при $\rho_а = 0{,}014$ и классе арматуры А-III находим $m_{ai} = 0{,}454$.

Поскольку поперечные стержни приварены к продольным точечной сваркой (соединение типа КТ-2), по табл. 34 при $\rho_a = 0{,}014$, классе арматуры А-III и II группе сварных соединений находим $m_{a2} = 0{,}604$.

Отсюда $R_a = 0{,}454 \cdot 0{,}604 \cdot 3400 = 930$ кгс/см^2.

Коэффициент насыщения балки хомутами при $F_x = 2{,}26$ см^2 (2⌀12) равен:

$$\mu_x = \frac{F_x}{b\,u} = \frac{2{,}26}{14 \cdot 10} = 0{,}0161 .$$

Проверяем условие (174), принимая $\mu_0 = 0$.

$$R_a\,\mu_x = 930 \cdot 0{,}0161 = 15 \text{ кгс/см}^2 > \sigma_{г.\,р.\,макс} = 14{,}3 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. выносливость наклонных сечения обеспечена.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.1(4.1). Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин производится:

а) с целью избежать их появления:

в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории;

в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если по расчету не обеспечивается надежное закрытие этих трещин;

в пределах длины зоны передачи напряжений арматуры без анкеров;

б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин (2-я и 3-я категории требований трещиностойкости) и по закрытию (2-я категория трещиностойкости);

в) для выяснения случая расчета по деформациям.

Порядок учета нагрузок, коэффициента перегрузки n и коэффициента точности натяжения $m_т$ приведен в табл. 2.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.2(4.2). Для изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых железобетонных элементов усилия, воспринимаемые сечениями, нормальными к продольной оси, при образовании трещин определяются, исходя из следующих положений:

сечения после деформаций остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $\frac{2R_{p\,II}}{E_б}$;

напряжения в бетоне сжатой зоны (если она имеется) определяются с учетом упругих, а для внецентренно сжатых элементов и изгибаемых предварительно-напряженных элементов — также с учетом неупругих деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине $R_{p\,II}$;

напряжения в ненапрягаемой арматуре равны алгебраической сумме напряжений, вызванных усадкой и ползучестью бетона, и напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона;

напряжения в напрягаемой арматуре равны алгебраической сумме ее предварительного напряжения (с учетом всех потерь) и напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона.

Указания данного пункта, а также пп. 4.4—4.10 не распространяются на элементы, рассчитываемые на воздействие многократно повторяющейся нагрузки (п. 4.11).

4.3(4.3). При определении усилий, воспринимаемых сечениями элементов с предварительно-напряженной арматурой без анкеров, на длине зоны передачи напряжения $l_{п.н}$ (п. 2.26) при расчете по образованию трещин должно учитываться снижение предварительного напряжения в арматуре σ_0 и σ'_0 путем умножения на коэффициент $m_{аз}$ согласно поз. 3 табл. 22.

4.4(4.4). Расчет предварительно-напряженных центрально обжатых железобетонных элементов при центральном растяжении силой N должен производиться из условия

$$N \leqslant N_т, \tag{180}$$

где $N_т$ — усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемое по формуле

$$N_т = R_{p\,II}(F + 2n\Sigma F_н + 2n\Sigma F_а) + N_0, \tag{181}$$

где $\Sigma F_н$ и $\Sigma F_а$ — соответственно площадь всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

4.5(4.5). Расчет изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых элементов по образованию трещин производится из условия

$$M^я_в \leqslant M_т, \tag{182}$$

где $M^я_в$ — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется; $M_т$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_т = R_{p\,II}W_т \pm M^я_{об}; \tag{183}$$

здесь $M^{я}_{об}$ — момент усилия N_0 относительно той же оси, что и для определения $M^{я}_{в}$; знак момента определяется направлением вращения («плюс» — когда направления вращения моментов $M^{я}_{об}$ и $M^{я}_{в}$ противоположны; «минус» — когда направления совпадают);

$$M^{я}_{об} = N_0 (e_{0\,н} \pm r_у). \qquad (184)$$

В формуле (184) знак «плюс» принимается, когда усилие N_0 сжимает растянутую зону (рис. 45), знак «минус» — когда оно растягивает эту зону (рис. 47).

Величина $M^{я}_{в}$ определяется по формулам:

для изгибаемых элементов (рис. 45,*а*) — $M^{я}_{в} = M$;

для внецентренно сжатых элементов (рис. 45,*б*) —

$$M^{я}_{в} = N (e_0 - r_у); \qquad (185)$$

для внецентренно растянутых элементов (рис. 45,*в*)

$$M^{я}_{в} = N (e_0 + r_у). \qquad (186)$$

Здесь $r_у$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки (условной), наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Величина $r_у$ определяется:

для внецентренно сжатых и изгибаемых элементов по формуле

$$r_у = 0{,}8 \frac{W_0}{F_п}; \qquad (187)$$

для внецентренно растянутых элементов, если удовлетворяется условие

$$e_0 - e_{0\,н} \leqslant \frac{R_{р\,II} W_т}{N_0}, \qquad (188)$$

по формуле

$$r_у = \frac{W_т}{F + 2 (n F_н + n F_а + n F'_н + n F'_а)}, \qquad (189)$$

если не удовлетворяется условие (188), по формуле

$$r_у = \frac{W_0}{F_п}; \qquad (190)$$

$W_т$ — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0 согласно п. 4. 6;

W_0 — то же, определяемый как для упругого материала по формуле

$$W_0 = I_п / y,$$

где y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани.

Для стыковых сечений составных и блочных конструкций при расчете их по образованию трещин (началу раскрытия швов) значение R_{pII} в формулах (181) и (183) принимается равным нулю.

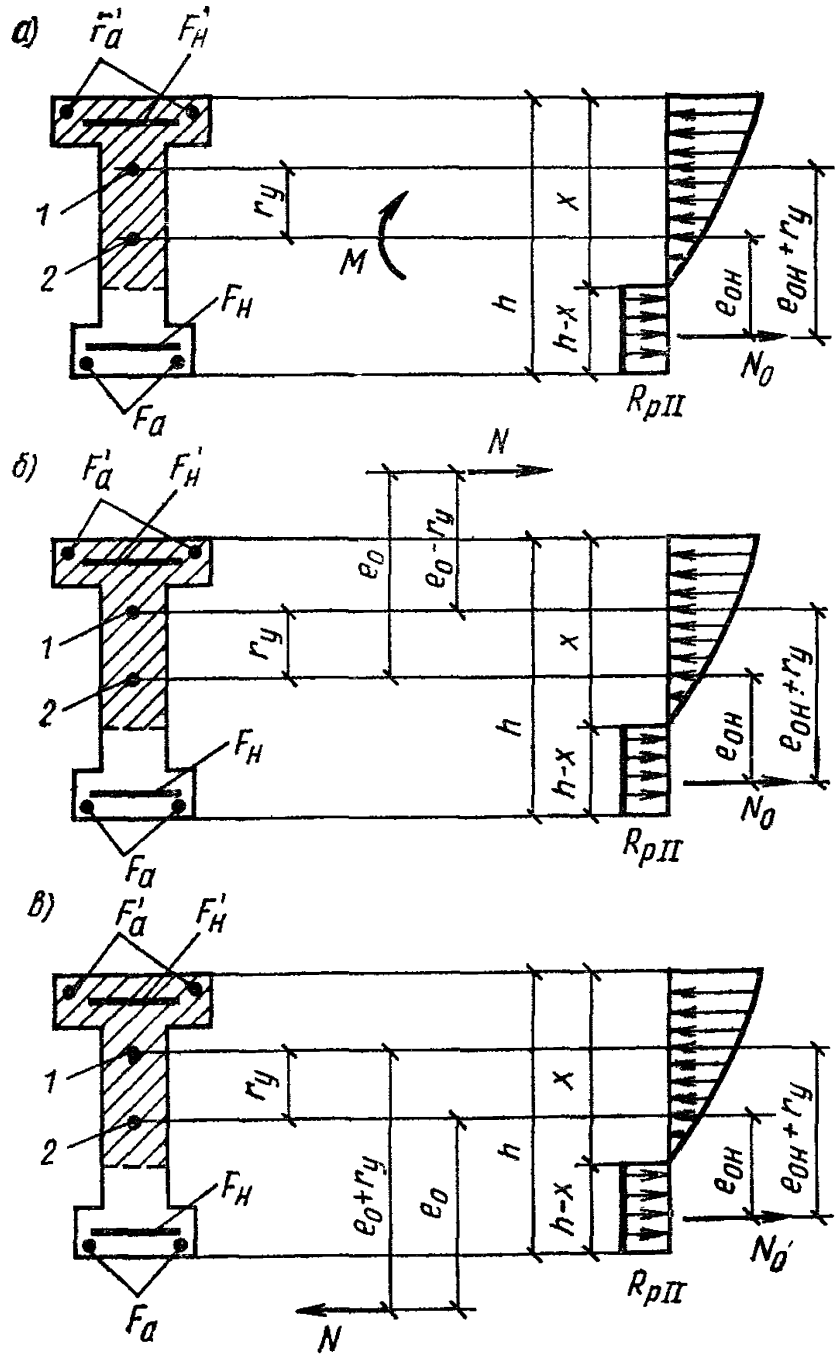


Рис. 45. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия

а — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении; *1* — ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения

4.6 (4.7). Величина $W_т$ определяется по формуле

$$W_т = \frac{2\,(I_{б0} + n\,I_{a0} + n\,I'_{a0})}{h - x} + S_{б.\,р}. \qquad (191)$$

Положение нулевой линии сечения определяется из условия

$$S_{б0} + n\,S'_{a0} - n\,S_{a0} = \frac{(h - x)\,F_{б.\,р}}{2}. \qquad (192)$$

Здесь $I_{б0}$ — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

I_{a0} и I'_{a0} — моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры A и A' относительно нулевой линии;

$S_{б0}$ и $S_{б.р}$ — статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой зоны бетона относительно нулевой линии;

S_{a0} и S'_{a0} — статические моменты площадей сечения соответственно арматуры A и A' относительно нулевой линии;

$F_{б.р}$ — площадь сечения растянутой зоны бетона.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений условие (192) принимает вид

$$h - x = \frac{\overline{S}_п}{\overline{F}_п}, \qquad (193)$$

где $\overline{S}_п$ — статический момент площади приведенного сечения, вычисленный без учета площади бетона растянутых свесов, относительно растянутой грани;

$\overline{F}_п$ — площадь приведенного сечения, вычисленная без учета половины площади бетона растянутых свесов.

Значение $W_т$ допускается определять по формуле

$$W_т = \gamma W_0, \qquad (194)$$

где W_0 — см. п. 4.5;

γ — см. табл. 35.

4.7. При расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия внешних сил в стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации, значение $M_т$ определяется:

а) если сила N_{02} сжимает растянутую зону,— по формуле

$$M_т = R_{р\,II}\,W^н_т + M^я_{об}, \qquad (195)$$

где

$$M^я_{об} = N_{02}\,(e_{0\,н} + r_{у\cdot в});$$

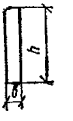
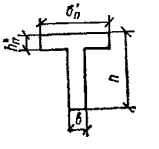
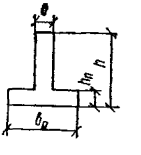
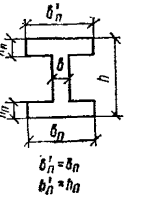
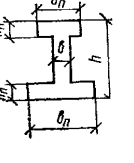
б) если сила N_{02} растягивает эту зону (например, вблизи опор неразрезных балок),— по формуле

$$M_т = R_{р\,II}\,W^в_т - M^я_{об}, \qquad (196)$$

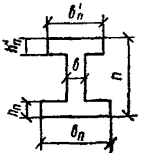
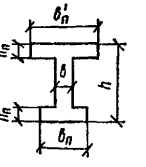
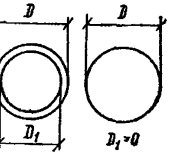
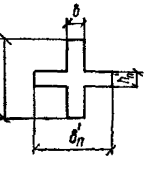
где

$$M^я_{об} = N_{02}\,(e_{0\,н} - r_{у.\,н}).$$

Таблица 35

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,75	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне:		
а) при $b_п/b \leqslant 2$ независимо от отношения $h_п/h$	1,75	
б) при $b_п/b > 2$ и $h_п/h < 0{,}2$ . .	1,75	
в) при $b_п/b > 2$ и $h_п/h < 0{,}2$ . .	1,5	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое):		
а) при $b'_п/b = b_п/b \leqslant 2$ . . .	1,75	
б) при $2 < b'_п/b = b_п/b \leqslant 6$ . .	1,5	
в) при $b'_п/b = b_п/b > 6$ и $h'_п/h = h_п/h \geqslant 0{,}2$	1,5	
г) при $6 < b'_п/b = b_п/b \leqslant 15$ и $h'_п/h = h_п/h < 0{,}2$	1,25	
д) при $b'_п/b = b_п/b > 15$ и $h'_п/h = h_п/h < 0{,}1$	1,1	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_п/b \leqslant 3$:		
а) при $b_п/b \leqslant 2$ независимо от отношения $h_п/h$	1,75	
б) при $2 < b_п/b \leqslant 6$ независимо от отношения $h_п/h$	1,5	
в) при $b_п/b > 6$ и $h_п/h > 0{,}1$.	1,5	

Продолжение табл. 35

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_{\text{п}}'/b < 8$: а) при $b_{\text{п}}/b \leqslant 4$ независимо от отношения $h_{\text{п}}/h$ . . . . . 1,5 б) при $b_{\text{п}}/b > 4$ и $h_{\text{п}}'/h \geqslant 0{,}2$. 1,5 в) при $b_{\text{п}}/b > 4$ и $h_{\text{п}}/h < 0{,}2$. 1,25		
7. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_{\text{п}}'/b \geqslant 8$: а) при $h_{\text{п}}/h > 0{,}3$ . . . . . 1,5 б) при $h_{\text{п}}/h \leqslant 0{,}3$ 1,25		
8. Кольцевое и круглое	$2 - 0{,}4\frac{D_1}{D}$	
9. Крестовое: а) при $b_{\text{п}}'/b \geqslant 2$ и $0{,}9 \geqslant h_{\text{п}}'/h > 0{,}2$ . . . . . 2 б) в остальных случаях . . . 1,75		

Примечание. Обозначения $b_{\text{п}}'$ и $h_{\text{п}}$ соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а $b_{\text{п}}'$ и $h_{\text{п}}'$ — размерам полки, которая для этого случая расчета является сжатой: $W_{\text{т}} = \gamma W_0$.

Здесь $W_т^н$ и $W_т^в$ — значения $W_т$, определенные согласно п. 4.6 для грани сечения, соответственно сжатой (нижней) и растянутой (верхней) от усилия N_{02} (см. рис. 46);

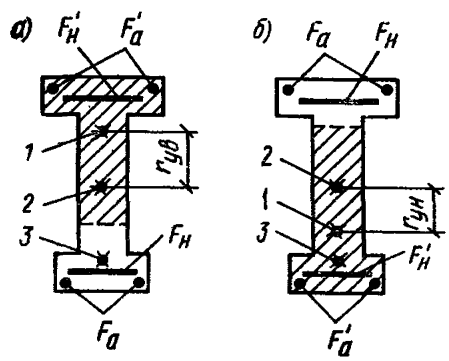


Рис. 46. Определение величин $r_{у.в}$ и $r_{у.н}$

а — при расчете по образованию трещин в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия; *б* — то же, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия; *1* — ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения; *3* — точка приложения усилия предварительного обжатия

$r_{у.в}$ и $r_{у.н}$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до условных ядровых точек, наиболее удаленных соответственно от грани, сжатой усилием N_{02}, и от грани, растянутой этим усилием, определенные согласно п. 4.5. (см. рис. 46).

Порядок учета коэффициента $m_т$ при определении N_{02} указан в табл. 2.

Если вычисленная по формуле (196) величина $M_т$ имеет отрицательное значение, то это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

При расчете по подпункту «а» на участках элемента с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.8) величину $M_т$ необходимо снижать согласно указаниям п. 4.9.

Для вычисления $M_в^я$ в формулах (185) и (186) принимаются значения $r_у$, равные $r_{у.в}$ или $r_{у.н}$, т. е. такие же, как и при определении $M_т$.

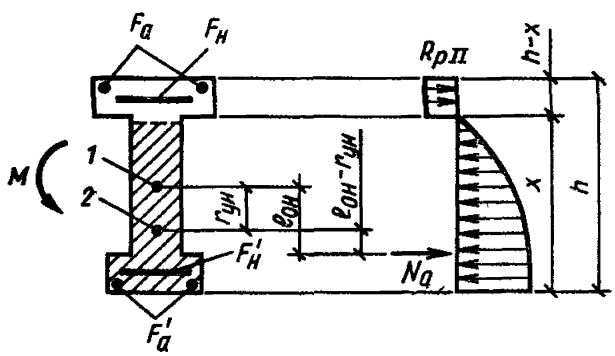


Рис. 47. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

1 — центр тяжести приведенного сечения; *2* — ядровая точка

4.8. Расчет по образованию начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 47) в стадии изготовления, производится из условия

$$N_{01}(e_{0н} - r_{у.н}) \pm M_в^я \leqslant R_{р\,II}^0 W_т^в, \qquad (197)$$

где $M_в^я$ — момент внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления (например, от собственного веса), принимаемый согласно п. 4.5; знак момента определяется направлением враще-

ния («плюс» — когда направления этого момента и момента усилия N_{01} совпадают, «минус» — когда направления противоположны); $W_т^в$ и $r_{у.н}$ — то же, что и в п. 4.7,б; их значения допускается определять при тех же значениях $n=E_а/E_б$, что и в эксплуатационной стадии.

$R_{р\,II}^0$ — значение $R_{рII}$ при марке бетона, численно равной передаточной прочности R_0.

4.9(4.6). При расчете по образованию трещин на участках элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.8) величину $M_т$ для зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, определенную по формулам (183) или (195), необходимо снижать путем умножения на коэффициент, равный (1—θ).

Значение θ определяется по формуле

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_т}\right)(1 - m), \qquad (198)$$

причем при отрицательных значениях коэффициента θ он принимается равным нулю.

В формуле (198):

$$m = \frac{R_{р\,II}^0 W_т^в}{N_{01}(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) \pm M_в^я},$$

но не менее 0,45 и не более 1,

где $R_{р\,II}^0$, $W_т^в$, $r_{у.н}$, $M_в^я$ — то же, что и в п. 4.8.;

$$c_т = \frac{y_ц}{h - y_ц} \cdot \frac{F_н + F_а}{F_н + F_а + F'_н + F'_а}, \qquad (199)$$

но не более 1,4;

$y_ц$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до грани, растянутой от действия внешней нагрузки.

Здесь N_{01} определяется при том же коэффициенте $m_т$, что и усилие N_{02}, вводимое в расчет по п. 4.7,а.

Для конструкций, армированных проволочной арматурой и стержневой арматурой класса Ат-VI, величина $c_т$, полученная по формуле (199), снижается на 15%.

4.10(4.8). В конструкциях, армированных предварительно-напряженными элементами, например, брусками, при определении усилий, воспринимаемых сечениями при образовании трещин в предварительно-напряженных элементах, площадь сечения растянутой зоны бетона, не подвергаемая предварительному напряжению, в расчете не учитывается.

4.11(4.10). Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$\sigma_{б.\,р} \leqslant R_{р\,II}, \qquad (200)$$

где $\sigma_{б.р}$ — максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое в соответствии с указаниями пп. 1.28 и 3.74 для растянутой грани элемента.

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{рII}$ в формуле (200) вводится с коэффициентом условий работы $m_{б2}$ по табл. 32.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.12(4.11). Для изгибаемых элементов расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, может не производиться, если соблюдается условие

$$Q \leqslant k_1 R_{\text{р II}}\, b\, h_0, \qquad (201)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый равным:
для линейных элементов (балок, ребер и т. п.) — 0,6;
для сплошных плоских плит — 0,75.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условий:

$$\text{при } \sigma_{\text{г. с}} \leqslant m_1 R_{\text{пр II}} \qquad \sigma_{\text{г. р}} \leqslant R_{\text{р II}}; \qquad (202)$$

$$\text{при } \sigma_{\text{г. с}} > m_1 R_{\text{пр II}} \qquad \sigma_{\text{г. р}} \leqslant m_2 R_{\text{р II}} \left(1 - \frac{\sigma_{\text{г. с}}}{R_{\text{пр II}}}\right), \qquad (203)$$

где m_1 и m_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 36.

Таблица 36(34)

Проектные марки	Коэффициент для расчета по образованию наклонных трещин	
	m_1	m_2
М 400 и ниже	0,5	2
М 500	0,375	1,6
М 600	0,25	1,33
М 700	0,125	1,4
М 800	0	1

Величины главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне $\sigma_{\text{г.р}}$ и $\sigma_{\text{г.с}}$ определяются по формуле

$$\sigma_{\substack{\text{г. р}\\ \text{г. с}}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \qquad (204)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия N_0, определенное по п. 1.28; при этом σ_x принимается равным напряжению в бетоне $\sigma_б$;
σ_y — нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки (см. п. 4.13), а также усилия предварительного обжатия хомутов и отогнутых стержней (см. п. 4.14);
τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия отогнутых стержней (см. п. 4.15).

Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (204) со зна-

ком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус», если сжимающие. Напряжение $\sigma_{г.с}$ в условиях (202) и (203) принимается по абсолютной величине.

Проверка условий (202) и (203) производится в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечения.

При расчете элементов с предварительно-напряженной арматурой без анкеров должно учитываться снижение предварительного напряжения σ_0 и σ_0' на длине зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (п. 2.26) путем умножения на коэффициент $m_{а.3}$ согласно поз. 3 табл. 22.

Примечания. 1. Допускается принимать в расчете значения коэффициентов m_1 и m_2 по табл. 36 и значения сопротивления бетона $R_{рII}$ и $R_{прII}$, соответствующие проектным маркам, сниженным против принятой в проекте, если такое снижение приводит к повышению нагрузки, при которой образуются наклонные трещины (например, при марке бетона М 800 допускается вводить в расчет значения перечисленных величин для проектной марки М 700, что целесообразно при низких отношениях $\sigma_{г.с}/R_{прII}$).

2. В случае необходимости σ_x и τ_{xy} от внешней нагрузки и предварительного обжатия алгебраически суммируются с напряжениями $\sigma_{x.м}$ $\tau_м$ от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, равных:

$$\sigma_{x.\,м} = k_x \frac{P}{b\,h} \text{ и } \tau_м = k_{x.y} \frac{P}{b\,h},$$

где k_x и k_{xy} — определяются по табл. 37.

4.13. Значение σ_y, подставляемое в формулу (204), принимается равным сумме напряжений от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил $\sigma_{y.м}$ и напряжения от усилия предварительного обжатия хомутов и отогнутых стержней $\sigma_{y.н}$, определяемого по п. 4.14.

Местные напряжения, возникающие вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил, определяются, как для упругого тела, по формуле

$$\sigma_{y.\,м} = \frac{P}{b\,h} \cdot \frac{\beta^2}{1{,}57} \left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2} \right], \qquad (205)$$

где P — величина сосредоточенной силы или опорной реакции; $\alpha = x/h$ и $\beta = y/h$ — относительные координаты точки, для которой определяются величины местных напряжений; в месте приложения силы P $x=0$ и $y=0$, при этом ось x направлена параллельно продольной оси элемента, ось y — нормально к ней.

Допускается $\sigma_{y.м}$ определять по формуле

$$\sigma_{y.м} = k_y \frac{P}{b\,h}, \qquad (206)$$

где k_y — см. табл. 37.

Учет местных напряжений $\sigma_{y.м}$ (а также $\sigma^{xм}$ и $\tau^{xм}$) ограничен длиной участка $x=0{,}7\ h$ в обе стороны от точки приложения сосредоточенной силы.

Таблица 37

$\beta = \frac{y}{h}$	Обозначения	Коэффициенты для определения местных напряжений k_x, k_y, k_{xy} при значениях $\alpha = x/h$, равных							
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,2	k_x	0,63	0,22	—0,21	—0,21	—0,13	—0,07	—0,04	—0,02
	k_y	—2,75	—1,97	—0,74	—0,25	—0,08	—0,02	0	0,01
	k_{xy}	0,26	0,62	0,47	0,19	0,05	—0,01	—0,03	—0,03
0,3	k_x	0,59	0,4	0,04	—0,12	—0,14	—0,12	—0,1	—0,07
	k_y	—1,87	—1,59	—0,89	—0,42	—0,17	—0,06	—0,01	0,01
	k_{xy}	—0,25	0,04	0,24	0,18	0,09	0,03	0	—0,01
0,4	k_x	0,44	0,36	0,15	—0,01	—0,09	—0,11	—0,1	—0,09
	k_y	—1,28	—1,19	—0,81	—0,46	—0,23	—0,1	—0,03	0
	k_{xy}	—0,48	—0,25	—0,01	0,08	0,07	0,04	0,02	0,01
0,5	k_x	0,3	0,27	0,16	0,04	—0,03	—0,06	—0,07	—0,07
	k_y	—0,92	—0,87	—0,65	—0,42	—0,24	—0,12	—0,04	—0
	k_{xy}	—0,58	—0,4	—0,16	—0,03	0,02	0,03	0,03	0,01
0,6	k_x	0,14	0,15	0,12	0,06	0,01	—0,02	—0,04	—0,04
	k_y	—0,62	—0,59	—0,48	—0,33	—0,2	—0,11	—0,04	—0,01
	k_{xy}	—0,59	—0,45	—0,24	—0,1	—0,03	—0,01	0,02	0,02
0,8	k_x	—0,18	—0,11	—0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03
	k_y	—0,22	—0,21	—0,18	—0,13	—0,09	—0,05	—0,02	0
	k_{xy}	—0,41	—0,34	—0,22	—0,13	—0,06	—0,02	0	0,01
1	k_x	—0,5	—0,36	—0,14	—0,04	0,02	0,06	0,08	0,09
	k_y	0	0	0	0	0	0	0	0
	k_{xy}	0	0	0	0	0	0	0	0

Примечания. 1. Отрицательные значения k_x и k_y соответствуют сжимающим напряжениям σ_x и σ_y, положительные — растягивающим напряжениям; при положительных значениях k_{xy} напряжение $\tau_м$ имеет то же направление, что и τ_{xy}, определенное по п. 4.15, при отрицательных — противоположное.

2. x и y — координаты точки, для которой определяются значения местных напряжений; при этом принимается, что ось x направлена параллельно продольной оси элемента, ось y нормально к ней, за начало координат принята точка приложения опорной реакции или сосредоточенной силы.

Продолжение табл. 37

$$k_x = \frac{2}{\pi}\left[\frac{1+3(1+2\alpha^2)(1-2\beta)}{2(1+\alpha^2)} - 3\alpha(1-2\beta)\operatorname{arc\,tg}\frac{1}{\alpha} - \frac{\alpha^2\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right];$$

$$k_y = \frac{2\beta^2}{\pi}\left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right];$$

$$k_{xy} = \frac{2\beta}{\pi}\left\{\frac{\alpha[5+3\alpha^2(1-\beta)-6\beta]}{(1+\alpha^2)^2} - 3(1-\beta)\operatorname{arc\,tg}\frac{1}{\alpha} + \frac{\alpha\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right\}.$$

Напряжения $\sigma_{y.м}$, вычисленные по формулам (205) и (206) со знаком «минус», соответствуют сжимающим напряжениям, со знаком «плюс» — растягивающим.

4.14. Значения сжимающих напряжений (принятых со знаком «минус») от предварительного напряжения хомутов и отгибов $\sigma_{yн}$ определяются по формуле

$$\sigma_{yн} = -\frac{\sigma_{0x} F_{нx}}{u_x b} - \frac{\sigma_0 F_{н.о}}{u_0 b}\sin\gamma, \qquad (207)$$

где $F_{нx}$ — площадь сечения напрягаемых хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента;
$F_{н.о}$ — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке u_0 длиной, равной $h/2$, расположенном симметрично относительно рассматриваемого сечения *0—0* (рис. 48);

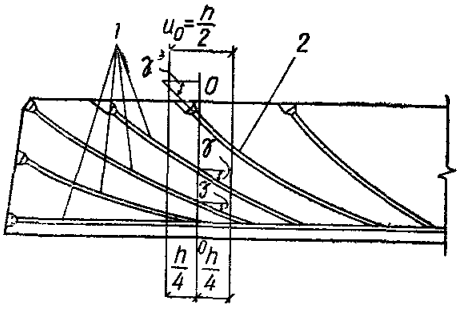


Рис. 48. Криволинейная отогнутая напрягаемая арматура, учитываемая при определении предварительных напряжений в бетоне: нормальных к продольной оси элемента σ_y и скалывающих τ_{xy}

1 — арматура, учитываемая при определении напряжений τ_{xy} в сечении 0—0

2 — арматура, учитываемая при определении напряжений σ_y на участке u_0

σ_{0x}, σ_0 — предварительное напряжение после проявления всех потерь соответственно в хомутах и в отогнутой арматуре;
u_x — шаг хомутов.

4.15. Касательные напряжения в бетоне τ_{xy} определяют по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_п}{J_п}, \qquad (208)$$

где $S_п$ — приведенный статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

b — ширина элемента на уровне рассматриваемого волокна;
Q — поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении; при этом, если нагрузка не является фиксированной, значение Q принимается с учетом возможного отсутствия этой нагрузки на участке от опоры до рассматриваемого сечения (см. п. 4.23).

В элементах с напрягаемой наклонной или криволинейного очертания арматурой величину поперечной силы Q, подставляемую в формулу (208), определяют как разность (или сумму) поперечных сил от внешней нагрузки $Q_в$ и силы обжатия $Q_{об}$ по формуле

$$Q = Q_в - Q_{об}, \tag{209}$$

где

$$Q_{об} = \Sigma N_{02} \sin \gamma, \tag{210}$$

N_{02} — усилие в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $h/4$ от рассматриваемого сечения $0—0$ (см. рис. 48) и определяемое по формуле

$$N_{02} = \sigma_{02} f_м, \tag{211}$$

σ_{02} — предварительное напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь;
γ — угол между осью арматуры и продольной осью элемента в рассматриваемом сечении;
$f_м$ — площадь сечения одного стержня или пучка напрягаемой отогнутой арматуры.

При переменной высоте балки значения поперечной силы для вычисления скалывающих напряжений определяются по формуле

$$Q = Q_1 \pm \frac{M_1}{h_0} \operatorname{tg} \beta, \tag{212}$$

где β — угол наклона грани балки к продольной оси;
Q_1, M_1 — поперечная сила и изгибающий момент (без учета предварительного напряжения) в рассматриваемом поперечном сечении.

В формуле (212) знак «минус» принимается, если высота балки возрастает с увеличением абсолютной величины изгибающего момента, и знак «плюс», если высота убывает с увеличением абсолютной величины изгибающего момента.

Для элементов, подвергающихся совместному действию изгиба и кручения, величина τ_{xy}, подставляемая в формулу (204), принимается равной сумме скалывающих напряжений от изгиба, определяемых по формуле (208), и от кручения $\tau_к$.

Значения $\tau_к$ определяют по формулам пластического кручения, т. е. принимая, что к моменту образования трещин эти напряжения имеют одинаковую величину по всему сечению элемента

$$\tau_к = \frac{M_к}{W_к}, \tag{213}$$

где $W_к$ — момент сопротивления сечения при пластическом кручении, определяемый по формуле

$$W_к = 2V,$$

где V — объем тела, ограниченного поверхностью равного ската с углом наклона 45° к плоскости сечения, построенного на рассматриваемом сечении (рис. 49).

Для элементов прямоугольного сечения (рис. 49,*а*) величина $\tau_к$ равна:

$$\tau_к = \frac{6 M_к}{b^2 (3h - b)}, \qquad (214)$$

где h и b — соответственно больший и меньший размеры сечения.

4.16(4.12). При действии многократно повторяющейся нагрузки расчет по образованию наклонных трещин производится согласно указаниям пп. 4.12—4.15; при этом расчетные сопротивления бетона $R_{р II}$ и $R_{пр II}$ вводятся в расчет с коэффициентом условий работы $m_{б2}$ по табл. 32.

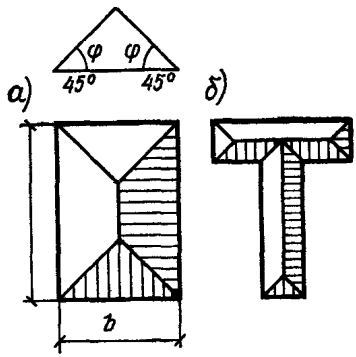


Рис. 49. Схема определения момента сопротивления сечения при пластическом кручении

а — для прямоугольного сечения, б — для таврового сечения

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 28. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения 25×28 см; бетон марки М 500 ($R_{р II}$ = =20 кгс/см², $E_б = 3{,}25 \cdot 10^5$ кгс/см²); продольная арматура: напрягаемая класса К-7 ($E_а = 1{,}8 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_н = 17{,}7$ см² (50∅7,5), ненапрягаемая класса А-III ($E_а = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_а = 8{,}04$ см² (4∅16); предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_{02} = 7820$ кгс/см²; суммарные потери напряжения от усадки и ползучести бетона $\sigma_п = 1560$ кгс/см²; усилие предварительного обжатия приложено центрально; способ натяжения арматуры механический; продольная осевая растягивающая сила от всех нагрузок (при $n > 1$) $N = 120$ тс; требования к трещиностойкости 2-й категории.

Требуется проверить сечение по образованию трещин.

Расчет. Расчет производим согласно указаниям пп. 4.1 и 4.4.

Так как к элементам предъявляются требования 2-й категории трещиностойкости, определяем усилия N_{02} с учетом коэффициента точности натяжения $m_т < 1$.

$$N_{02} = m_т \sigma_{02} F_н - \sigma_п F_а = 0{,}9 \cdot 7820 \cdot 17{,}7 - 1560 \cdot 8{,}04 =$$
$$= 112\,000 \text{ кгс};$$

$$n_н = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 5{,}54; \qquad n_а = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 6{,}15;$$

$$N_т = R_{р\,II} [F + 2 (n_н F_н + n_а F_а)] + N_{02} = 20 [25 \cdot 28 +$$
$$+ 2 (5{,}54 \cdot 17{,}7 + 6{,}15 \cdot 8{,}04)] + 112\,000 = 131\,880 \text{ кгс} >$$
$$> N = 120000 \text{ кгс},$$

т. е. трещиностойкость сечения обеспечена.

Пример 29. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размером поперечного сечения 25×28 см; бетон марки М 500 (R_{pII} = =20 кгс/см²); предварительно-напряженная симметричная арматура класса А-IV площадью сечения $F_н = F'_н = 12{,}32$ см² (2⌀28); геометрические характеристики приведенного сечения: момент инерции $I_п = 54\,750$ см⁴, расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани $y_ц = 14$ см; площадь сечения $F_п = 852$ см²; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $m_т = 1$ (требования к трещиностойкости 3-й категории) $N_{02} = 80$ тс; его эксцентрицитет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0н} = 0$; продольная осевая растягивающая сила (при $n = 1$) от всех нагрузок $N_п = 103$ тс; изгибающий момент от этих нагрузок $M_п = 4{,}5$ тс·м.

Требуется проверить сечение по образованию трещин.

Расчет. Эксцентрицитет внешней продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения равен:

$$e_0 = \frac{M_п}{N_п} = \frac{4{,}5 \cdot 10^5}{103 \cdot 10^3} = 4{,}37 \text{ см}.$$

Для проверки условия (182) определяем момент сопротивления $W_т$ с помощью коэффициента γ по табл. 35. Для этого вычисляем момент сопротивления W_0:

$$W_0 = \frac{I_п}{y_ц} = \frac{54\,750}{14} = 3900 \text{ см}^3.$$

Из табл. 35 находим $\gamma = 1{,}75$ (так как элемент прямоугольного сечения) и, следовательно,

$$W_т = \gamma W_0 = 1{,}75 \cdot 3900 = 6820 \text{ см}^3.$$

Расстояние между точками приложения сил $N_п$ и N_{02} равно:

$$e_0 - e_{0н} = 4{,}37 \text{ см} > \frac{R_{p\,II} W_т}{N_{02}} = \frac{20 \cdot 6820}{80\,000} = 1{,}7 \text{ см},$$

т. е. условие (188) не удовлетворяется, и поэтому величина $r_у$ определяется по формуле (190)

$$r_у = \frac{W_0}{F_п} = \frac{3900}{852} = 4{,}57 \text{ см};$$

момент усилия предварительного обжатия относительно условной ядровой точки определяем по формуле (184)

$$M^я_{об} = N_{02}(e_{0н} + r_у) = 80\,000 \cdot 4{,}57 = 3{,}65 \cdot 10^5 \text{ кгс·см}.$$

Момент внешней продольной силы относительно условной ядровой точки согласно формуле (186) равен:

$$M^я_в = N_п(e_0 + r_у) = 103\,000\,(4{,}37 + 4{,}57) = 9{,}2 \cdot 10^5 \text{ кгс·см}.$$

Проверяем условие трещинообразования (182)

$$M^я_в = 9{,}2 \cdot 10^5 \text{ кгс·см} > M_т = R_{p\,II} W_т + M^я_{об} =$$

$$= 20 \cdot 6820 + 3{,}65 \cdot 10^5 = 5{,}01 \cdot 10^5 \text{ кгс см},$$

т. е. от действия полной нагрузки трещины образуются и требуется проверка их ширины раскрытия.

Пример 30. Дано: плита покрытия по рис. 50; бетон марки М 300 ($R_{pII}=15$ кгс/см²; $E_б=2{,}6\cdot10^5$ кгс/см²), передаточная прочность $R_0=250$ кгс/см³ ($R^0_{пII}=13$ кгс/см²); предварительно-напряженная арматура класса А-IV площадью сечения $F_н=4{,}91$ см² (1∅25);

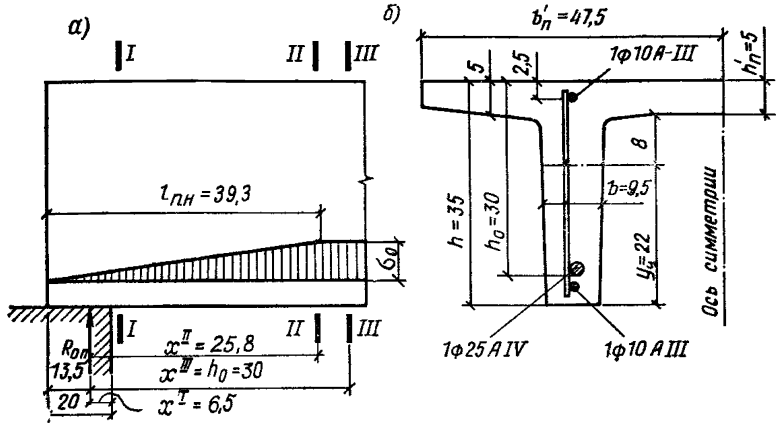


Рис. 50. Предварительно-напряженная плита перекрытия
а — приопорный участок; *б* — поперечное сечение

ненапрягаемая арматура растянутая и сжатая класса А-III площадью сечения соответственно $F_а=0{,}785$ см² (1∅10) и $F'_а=0{,}503$ см² (1∅8); геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $F_п=555$ см², расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y_ц=22$ см, момент инерции $I_п=71\,800$ см⁴; максимальный момент при $n=1$ для половины сечения плиты $M_п=6{,}6$ тс·м, в том числе момент от собственного веса $M_{с.в}=0{,}53$ тс·м; усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь и $m_т=1$; $N_{01}=23$ тс; его эксцентрицитет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0н}=16{,}7$ см; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $m_т=1$: $N_{02}=15$ тс, его эксцентрицитет $e_{0н}=16{,}5$ см; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется проверить плиту по образованию трещин в верхней и нижней зоне, а также определить величину $M_т$.

Расчет. Предварительно определяем моменты сопротивления и ядровые расстояния относительно растянутой грани соответственно от внешней нагрузки и от предварительного обжатия.

$$W_0^н=\frac{I_п}{y_ц}=\frac{71\,800}{22}=3260\text{ см}^3;$$

$$r_{у.в}=0{,}8\frac{W_0^н}{F_п}=0{,}8\frac{3260}{555}=4{,}7\text{ см};$$

$$W_0^в=\frac{I_п}{h-y_ц}=\frac{71800}{35-22}=5520\text{ см}^3;$$

$$r_{\text{у. н}} = 0{,}8\,\frac{W_0^{\text{в}}}{F_{\text{п}}} = 0{,}8\,\frac{5520}{555} = 7{,}95 \text{ см}.$$

Находим моменты сопротивления $W_{\text{т}}^{\text{н}}$ и $W_{\text{т}}^{\text{в}}$.

$$W_{\text{т}}^{\text{н}} = \gamma_{\text{н}} W_0^{\text{н}} = 1{,}75 \cdot 3260 = 5700 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{т}}^{\text{в}} = \gamma_{\text{в}} W_0^{\text{в}} = 1{,}5 \cdot 5520 = 8300 \text{ см}^3;$$

($\gamma_{\text{н}} = 1{,}75$; $\gamma_{\text{в}} = 1{,}5$ — см. табл. 35).

Определяем момент трещинообразования $M_{\text{т}}$ согласно п. 4.7,а в предположении отсутствия начальных верхних трещин:

$$M_{\text{т}} = R_{\text{р II}} W_{\text{т}}^{\text{н}} + N_{02}(e_{0\,\text{н}} + r_{\text{у. в}}) = 15 \cdot 5700 + 15000\,(16{,}5 + 4{,}7) = 4{,}04 \text{ тс·м} < M_{\text{п}} = 6{,}6 \text{ тс·м},$$

т. е. трещины в нижней зоне плиты образуются.

Образование верхних трещин проверяем согласно п. 4.8.

$$N_{01}(e_{0\,\text{н}} - r_{\text{у. н}}) - M_{\text{с. в}} = 23\,000\,(16{,}7 - 7{,}95) - 53\,000 = 1{,}48 \text{ тс·м} > R_{\text{р II}}^{0} W_{\text{т}}^{\text{в}} = 13 \cdot 8300 = 1{,}1 \text{ тс·м},$$

т. е. верхние трещины образуются.

Уточним значение $M_{\text{т}}$ в связи с наличием верхних трещин (уточненное значение $M_{\text{т}}$ требуется, например, для определения прогибов с учетом участков без трещин).

Для этого вычисляем θ по формуле (198).

$$m = \frac{R_{\text{р II}}^{0} W_{\text{т}}^{\text{в}}}{N_{01}(e_{0\,\text{н}} - r_{\text{у. н}}) - M_{\text{с. в}}} = \frac{1{,}1}{1{,}48} = 0{,}75 > 0{,}45;$$

$c_{\text{т}}$ вычисляем по формуле (199):

$$c_{\text{т}} = \frac{y_{\text{ц}}}{h - y_{\text{ц}}}\,\frac{F_{\text{н}} + F_{\text{а}}}{F_{\text{н}} + F_{\text{а}} + F_{\text{а}}'} = \frac{22}{35 - 22}\,\frac{4{,}91 + 0{,}785}{4{,}91 + 0{,}785 + 0{,}503} = 1{,}55 > 1{,}4.$$

Принимаем $c_{\text{т}} = 1{,}4$.

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_{\text{т}}}\right)(1 - m) = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{1{,}4}\right)(1 - 0{,}75) = 0{,}215.$$

Уточняем значение $M_{\text{т}}$ путем умножения его на коэффициент $(1 - \theta) = 1 - 0{,}215 = 0{,}785$:

$$M_{\text{т}} = 4{,}04 \cdot 0{,}785 = 3{,}17 \text{ тс·м}.$$

Пример 31. Дано: плита покрытия — по рис. 50; бетон марки М 300 ($R_{\text{прII}} = 170$ кгс/см^2, $R_{\text{рII}} = 15$ кгс/см^2; $E_{\text{б}} = 2{,}6 \cdot 10^5$ кгс/см^2); передаточная прочность бетона $R_0 = 250$ кгс/см^2; геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $F_{\text{п}} = 555$ см^2, расстояние от центра тяжести сечения до растянутой грани $y_{\text{ц}} = 22$ см, момент инерции $I_{\text{п}} = 71\,800$ см^4, расстояние от центра тя-

жести всей растянутой арматуры до растянутой грани $a=5$ см; предварительно-напряженная арматура класса A-IV без анкеров ($E_a=2\cdot10^6$ кгс/см^2) диаметром 25 мм; площадь сечения сжатой арматуры $F'_a=0{,}503$ см^2 (1$\varnothing$8), усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $m_т=1$: $N_{02}=15$ тс, его эксцентриситет $e_{0н}=16{,}5$ см; предварительное напряжение с учетом потерь по поз. 1—5 табл. 4 $\sigma_{0I}=4750$ кгс/см^2; поперечная сила от внешней нагрузки в опорном сечении (при $n=1$) $Q_{макс}=5$ тс; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется проверить, образуются ли наклонные трещины в пределах длины зоны передачи напряжений, и установить необходимость расчета по раскрытию наклонных трещин.

Расчет для проверки образования наклонных трещин в пределах длины зоны передачи напряжений рассмотрим сечения у грани опоры (сечение *I*) и на расстоянии $l_{п.н}$ от торца плиты (сечение *II*); в обоих случаях проверку производим в центре тяжести сечения ($y=y_ц=22$ см).

Так как между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями поперечная нагрузка может отсутствовать, примем согласно пп. 4.5 и 4.23, что в обоих случаях $Q=Q_{макс}=5$ тс.

Определим значения N_{02} в рассматриваемых сечениях. Для этого по формуле (20) вычисляем длину зоны передачи напряжений $l_{п.н}$, имея в виду, что $\sigma_{п.н}=\sigma_{0I}$,

$$l_{п.н}=\left(m_{п.н}\frac{\sigma_{п.н}}{R_0}+\Delta\lambda_{п.н}\right)d=\left(0{,}3\frac{4750}{250}+10\right)2{,}5=$$

$$=39{,}3\text{ см}$$

($m_{п.н}=0{,}3$ и $\Delta\lambda_{п.н}=10$ — из табл. 23).

Для сечения *I* $l_x=20$ см; в этом сечении согласно п. 1.27

$$N_{02}^{I}=15\frac{20}{39{,}3}=7{,}63\text{ тс}.$$

Для сечения *II* $l_к=l_{п.н}$, следовательно,

$$N_{02}^{II}=15\text{ тс}.$$

Определяем нормальные напряжения σ_x на уровне центра тяжести сечения по формуле (11) при $y_0=0$ и $N_0=N_{02}$:

$$\sigma_x^{I}=\frac{N_{02}^{I}}{F_п}=\frac{7630}{555}=13{,}7\text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_x^{II}=\frac{N_{02}^{II}}{F_п}=\frac{15\,000}{555}=27\text{ кгс/см}^2.$$

Так как σ_x^{I} и σ_x^{II} — сжимающие напряжения, при вычислении $\sigma_{г.р}$ и $\sigma_{г.с}$ подставляем их в формулу (204) со знаком «минус».

Определяем касательные напряжения τ_{xy} по формуле (203). Для этого вычисляем статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно нулевой линии;

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7;$$

$$S_п = 47{,}5 \cdot 5 \cdot 10{,}5 + 8 \cdot 9{,}5 \cdot 4 + 7{,}7 \cdot 0{,}503 \cdot 10{,}5 = 2835 \text{ см}^3;$$

$$\tau^{I}_{xy} = \tau^{II}_{xy} = \frac{Q S_п}{I_п b} = \frac{5000 \cdot 2835}{71\,800 \cdot 9{,}5} = 20{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку отсутствует предварительно-напряженная поперечная арматура, $\sigma_{у.н} = 0$.

Определяем по формуле (205) местные сжимающие напряжения вблизи места приложения опорных реакций.

Для сечения *I*:

$$\alpha^I = \frac{x^I}{h} = \frac{6{,}5}{35} = 0{,}186; \quad \beta^I = \frac{y_ц}{h} = \frac{22}{35} = 0{,}63;$$

$$\sigma^{I}_{у.м} = \frac{P}{bh} \cdot \frac{\beta^2}{1{,}57}\left[\frac{3 - 2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right] = \frac{5000}{9{,}5 \cdot 35} \cdot \frac{0{,}63^2}{1{,}57} \times$$

$$\times \left[\frac{3 - 2 \cdot 0{,}63}{(1 + 0{,}186^2)^2} - \frac{0{,}63}{(0{,}186^2 + 0{,}63^2)^2}\right] = -6{,}7 \text{ кгс/см}^2.$$

Отрицательное значение $\sigma_{у.м}$ означает, что это напряжение сжимающее.

Для сечения *II*: $\alpha^{II} = x^{II}/h = 25{,}8/35 = 0{,}737 > 0{,}7$, т. е. влияние местных сжимающих напряжений отсутствует, $\sigma^{II}_{у.м} = 0$.

По формуле (204) определяем главные растягивающие и главные сжимающие напряжения.

Для сечения *I*:

$$\sigma^{I}_{\substack{г.р \\ г.с}} = \frac{\sigma^I_x + \sigma^I_{у.м}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma^I_x - \sigma^I_{у.м}}{2}\right)^2 + (\tau^I_{xy})^2} =$$

$$= \frac{-13{,}7 - 6{,}7}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-13{,}7 + 6{,}7}{2}\right)^2 + 20{,}8^2} =$$

$$= (-10{,}2 \pm 21{,}1) \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma^I_{г.р} = -10{,}2 + 21{,}1 = 10{,}9 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma^I_{г.с} = -10{,}2 -$$

$$-21{,}1 = -31{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Для сечения *II*:

$$\sigma^{II}_{\substack{г.р \\ г.с}} = -\frac{27}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{27}{2}\right)^2 + 20{,}8^2} = (-13{,}5 \pm 24{,}8) \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma^{II}_{г.р} = -13{,}5 + 24{,}8 = 11{,}3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma^{II}_{г.с} = -13{,}5 - 24{,}8 = -38{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как в обоих сечениях $|\sigma_{г.\,с}| < m_1\ R_{пр\,II} = 0{,}5 \cdot 170 =$ $= 85$ кгс/см², то проверяем выполнение условия (202).

В обоих сечениях $\sigma_{г.р} < R_{рII} = 15$ кгс/см², следовательно, трещиностойкость концевого участка элемента по наклонному сечению в пределах длины зоны передачи напряжений обеспечена.

Для выяснения необходимости расчета по раскрытию наклонных трещин рассмотрим сечение *III*, расположенное на расстоянии $h_0 = 0{,}3$ м от точки приложения опорной реакции на уровне центра тяжести сечения и в месте примыкания полки к стенке.

Поскольку Q, N_{02}, $\sigma_{y.м}$ и геометрические размеры в сечении *III* такие же, как в сечении *II*, то в центре тяжести $\sigma^{III}_{г.\,р} = \sigma^{II}_{г.\,р}$, $\sigma^{III}_{г.\,с} = \sigma^{II}_{г.\,с}$ и, следовательно, наклонные трещины на этом уровне не образуются.

Проверим условие образования наклонных трещин в месте примыкания сжатой полки к стенке.

Нормальные напряжения σ^{III}_x на этом уровне равны:

$$\sigma^{III}_x = \frac{N_{02}}{F_п} - \frac{N_0 e_{0\,н}}{I_п} y_0 + \frac{M y_0}{I_п} = \frac{15\,000}{555} - \frac{15\,000 \cdot 16{,}5}{71\,800} 8 + \frac{150\,000}{71\,800} 8 = 16{,}1 \text{ кгс/см}^2,$$

($y_0 = 8$ см; $x^{III} = h_0 = 30$ см; $M = Q_{макс} x = 5 \cdot 0{,}3 = 1{,}5$ тс·м).

Определяем значение τ_{xy}:

$$S_п = 47{,}5 \cdot 5 \cdot 10{,}5 + 7{,}7 \cdot 0{,}503 \cdot 10{,}5 = 2531 \text{ см}^3;$$

$$\tau^{III}_{xy} = \frac{Q S_п}{I_п b} = \frac{5000 \cdot 2531}{71800 \cdot 9{,}5} = 18{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем условие образования трещин

$$\sigma^{III}_{\substack{г.\,р \\ г.\,с}} = \frac{\sigma^{III}_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma^{III}_x}{2}\right)^2 + (\tau^{III}_{xy})^2} = -\frac{16{,}1}{2} \pm$$

$$\pm \sqrt{\left(\frac{16{,}1}{2}\right)^2 + 18{,}6^2} = (-8{,}05 \pm 20{,}26) \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma^{III}_{г.\,р} = -8{,}05 + 20{,}26 = 12{,}21 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma^{III}_{г.\,с} = -8{,}05 - 20{,}26 = -28{,}31 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $|\sigma_{г.\,с}| < m_1 R_{пр\,II} = 85$ кгс/см² и $\sigma_{г.\,р} < R_{р\,II} =$ $= 15$ кгс/см², условие (202) выполняется, наклонные трещины на рассматриваемом уровне не образуются и проверка их ширины не требуется.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.17(4.13). Железобетонные элементы рассчитываются по раскрытию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Проверка ширины раскрытия трещин не требуется, если согласно расчету по пп. 4.1—4.16 в рассматриваемом сечении они не образуются от действия нагрузок, указанных в табл. 2.

Для элементов, к которым предъявляются требования 3-й категории трещиностойкости, расчет по раскрытию трещин в общем случае производится два раза: на кратковременное и на длительное раскрытие трещин (п. 1.12). Для изгибаемых элементов при предельно допустимой ширине раскрытия трещин $a_{т.кр}=0{,}4$ мм и $a_{т.дл}=0{,}3$ мм расчет можно производить только один раз:

а) при проверке раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента,

если $\frac{M_{дл}}{M_п} > \frac{2}{3} + \frac{M^я_{об}}{3M_п}$, проверяется длительное раскрытие трещин от действия момента $M_{дл}$;

если $M_{дл}/M_п \leqslant 2/3$, проверяется кратковременное раскрытие трещин от действия момента $M_п$;

б) при проверке раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента,

если $(t_{дл}/t_п)^2 < 2/3$, проверяется кратковременное раскрытие трещин от действия всех нагрузок,

если $(t_{дл}/t_п)^2 < 2/3$, проверяется кратковременное раскрытие трещин от действия всех нагрузок,

где $t_{дл}$ и $t_п$ — значения коэффициента t (см. п. 4.23) соответственно при действии длительных и полных нагрузок;

$M^я_{об}$ — определяется по формуле (184); при этом усилие предварительного обжатия вводится в формулу (184) с учетом всех потерь (N_{02}); при наличии начальных трещин в сжатой зоне N_{02} умножается на коэффициент (1—θ), где θ — см. п. 4.9.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.18(4.14). Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $a_т$ мм, должна определяться по формуле

$$a_т = k c_д \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20 (3{,}5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d}, \qquad (215)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным:

для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1;

для растянутых элементов — 1,2;

$c_д$ — коэффициент, принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок — 1;

многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетонов:

естественной влажности — 1,5;

в водонасыщенном состоянии — 1,2;

η — коэффициент, принимаемый равным:

при стержневой арматуре:

периодического профиля — 1;

гладкой — 1,3;

при проволочной арматуре:

периодического профиля и канатах — 1,2;

гладкой — 1,4;

σ_a — приращение напряжений в стержнях крайнего ряда арматуры A от действия внешней нагрузки, определяемое согласно указаниям п. 4.20.

$\bar{\mu}$ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры A к площади сечения бетона при рабочей высоте h_0 без учета сжатых свесов полок; при этом для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений

$$\bar{\mu} = \frac{F_н + F_a}{b h_0 + (b_п - b)(h_п - a)}; \qquad (216)$$

значение $\bar{\mu}$ принимается не более 0,02;

если $h_п < a$, то растянутые свесы при вычислении $\bar{\mu}$ не учитываются;

если во внецентренно растянутых элементах растягивающая сила $N_c = N - N_0$ расположена между центрами тяжести арматуры A и A', то при определении $\bar{\mu}$ рабочая высота h_0 принимается от точки приложения силы N_c до менее растянутой грани, при этом для центрального растяжения

$$\bar{\mu} = \frac{\Sigma (F_н + F_a)}{b h},$$

где $\Sigma(F_н + F_a)$ — площадь всей продольной арматуры в поперечном сечении;

d — диаметр растянутой арматуры, мм; при различных диаметрах стержней значение d принимается равным:

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \ldots + n_к d_к^2}{n_1 d_1 + \ldots + n_к d_к}, \qquad (217)$$

где $d_1 \ldots, d_к$ — диаметр стержней растянутой арматуры,

$n_1 \ldots, n_к$ — число стержней с диаметрами соответственно $d_1 \ldots, d_к$.

В случае применения попарно расположенных стержней при назначении диаметра d следует учитывать указания п. 5.23.

При пользовании формулой (215) значения $a_т$ и d принимаются в мм. Кроме того, следует учитывать указания п. 4.19.

4.19(4.14). Ширина раскрытия трещин, определяемая согласно п. 4.18, корректируется в следующих случаях:

а) если центр тяжести сечений стержней крайнего ряда арматуры A изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых при $e_{0c} \geqslant 0{,}8\, h_0$ элементов отстоит от наиболее растянутого волокна

бетона на расстоянии c, большем 0,2 h, величина $a_т$, определенная по формуле (215), должна умножаться на коэффициент k_c, равный:

$$k_c = \frac{20\frac{c}{h} - 1}{3} \qquad (218)$$

и принимаемый не более 3.

Для элементов, армированных стержневой арматурой периодического профиля, диаметр которой не менее 10 мм, при толщине бокового защитного слоя бетона 15 мм и менее величина $a_т$, определенная по формуле(215), уменьшается на 20%;

б) при расчете изгибаемых элементов величину $a_т$, вычисленную по формуле (215) для зоны, сжатой усилием N_{02}, допускается уменьшать путем умножения на коэффициент $k_б$, учитывающий работу растянутого бетона над трещинами, если момент от полной нагрузки (при $n=1$) $M_п$ меньше момента M_0, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы.

$$M^0 = \beta R_{р\,II}\,\overline{W}_т + M^я_{об}, \qquad (219)$$

но не менее $M_т$ и не более 2,5 $R_{рII}\overline{W}_т + M^я_{об}$,

здесь $\beta = 0{,}8 + 35\frac{\mu n}{\eta}$;

$\overline{W}_т$ — момент сопротивления, определяется так же, как и $W_т$ (см. п. 4.6), но без учета площади бетона растянутых свесов.

Коэффициент $k_б$ определяется по формуле

$$k_б = k_н k_д, \qquad (220)$$

но не более единицы. В формуле (220):

$k_н$ — коэффициент, учитывающий уровень нагружения, равный:

$$k_н = \frac{M_п - M'}{M^0 - M'}\,\frac{M^0 - M^я_{об}}{M - M^я_{об}}\,\frac{M - M_{з.\,т}}{M_п - M_{з.\,т}}; \qquad (221)$$

$k_д$ — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, равный:

при кратковременном действии нагрузки — 1;

при длительном действии нагрузки

$$k_д = 1{,}5\,\frac{M_т}{M_п}, \qquad (222)$$

но не менее единицы.

Здесь:

$$M' = 0{,}85\,R_{р\,II}\,W_т + M^я_{об}, \qquad (223)$$

η — см. п. 4.18;

$M^я_{об}$ — см. п. 4.5;

$M_{з.т}$ — см. п. 4.25.

На участках с начальными трещинами в сжатой зоне величины M^0 и M' снижаются путем умножения на коэффициент (I—θ), где θ определяется согласно п. 4.9;

в) для элементов статически неопределимых систем, а также для свободно опертых балок при $l/h \leqslant 7$ вблизи мест приложения сосредоточенных сил и опорных реакций при $\mu \leqslant 0{,}02$ ширину раскрытия трещин $a_т$, вычисленную по формуле (215), допускается уменьшить путем умножения на коэффициент $k_м$, учитывающий местные особенности напряженного состояния в железобетонных изгибаемых конструкциях и определяемый по формуле

$$k_м = 1 - \frac{P}{M}\,\frac{(0{,}3h - a)(3h_0 - 2h)}{2{,}8\,(2h_0 - h)}, \qquad (224)$$

но не менее 0,8 и не более 1. В формуле (224):

a — расстояние от точки приложения сосредоточенной силы или опорной реакции до рассматриваемого сечения, принимаемое в соответствии с рис. 51, но не более 0,3 h;

P — абсолютное значение сосредоточенной силы или реакции;

M — абсолютное значение изгибающего момента в нормальном сечении, проходящем через точку приложения сосредоточенной силы или опорной реакции (рис. 51);

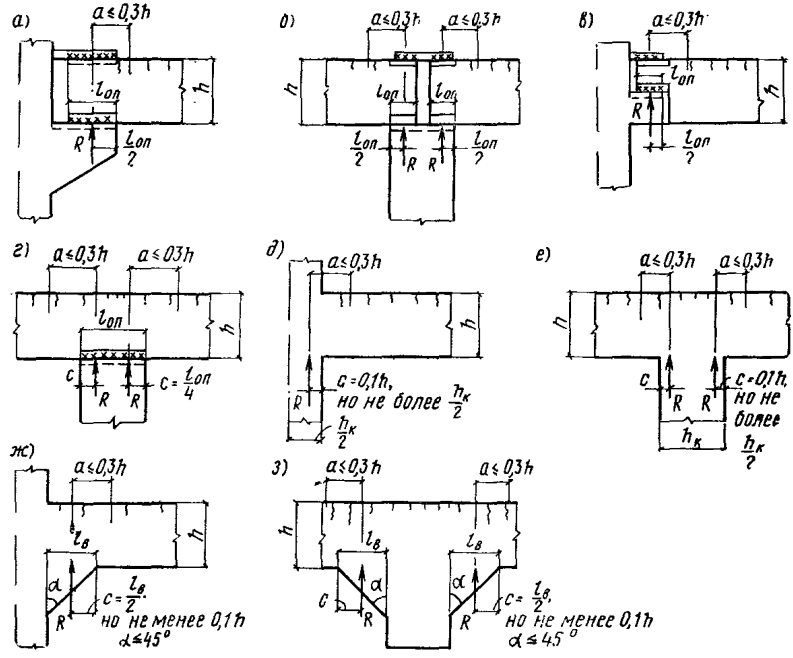


Рис. 51. Положение опорных реакций в жестких узлах, принимаемое для определения коэффициента $K_м$

а—г — стыки сборных элементов; *д—з'* — монолитные сопряжения

h — расстояние от грани элемента, к которой приложена сила P, до растянутой грани;

h_0 — то же, до растянутой арматуры (рис. 52).

4.20(4.15). Приращение напряжений в растянутой арматуре σ_a *для центрально растянутых элементов в стадиях транспортирования,* возведения и эксплуатации определяется по формуле

$$\sigma_a = \frac{N - N_{02}}{\Sigma (F_н + F_a)}, \qquad (225)$$

где $\Sigma(F_н+F_a)$ — *площадь сечения всей продольной арматуры в* поперечном сечении элемента.

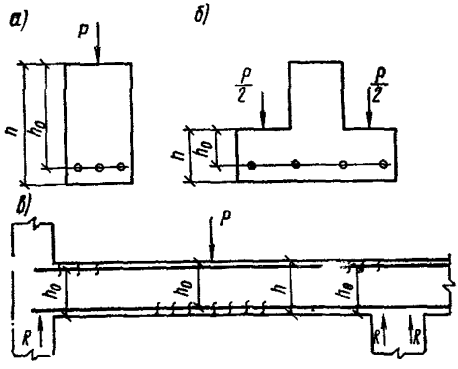


Рис. 52. Обозначения величин h_0 и h для определения коэффициента $k_м$
а — при приложении силы к сжатой грани элемента; *б* — при приложении силы к уширениям (полкам) элемента; *в*—по длине статически неопределимой балки

Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов приращение напряжений в растянутой арматуре σ_a определяется из условия равенства нулю суммы моментов внешних и внутренних усилий относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения. В стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации σ_a вычисляется по формулам:

для изгибаемых элементов (рис. 53,*а*)

$$\sigma_a = \frac{M - N_{02}(z_1 - e_{a.н})}{(F_н + F_a) z_1}; \qquad (226)$$

для внецентренно сжатых элементов (рис. 53,*б*)

$$\sigma_a = \frac{N(e_a - z_1) - N_{02}(z_1 - e_{a.н})}{(F_н + F_a) z_1}; \qquad (227)$$

для внецентренно растянутых элементов (рис. 53,*в*) при

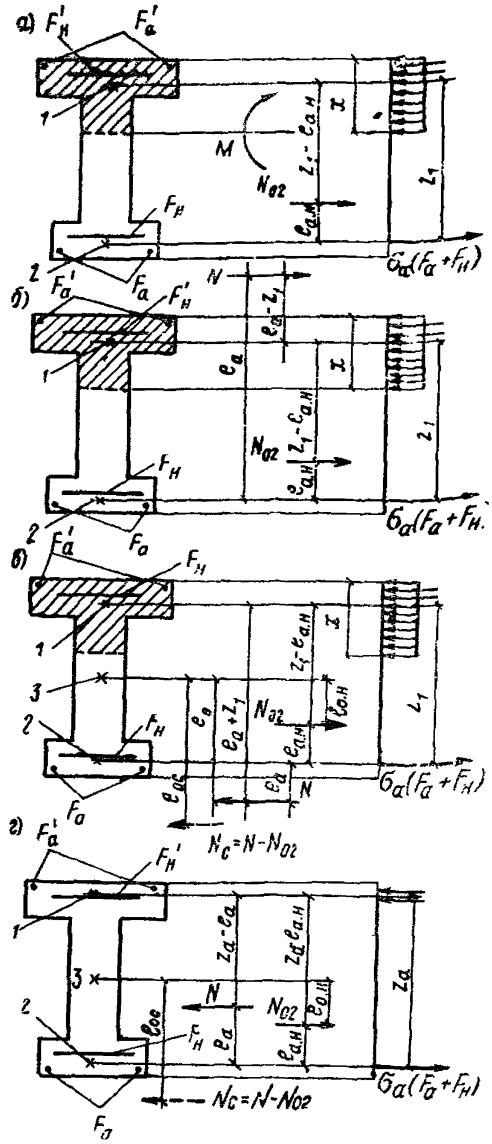
$$e_{0c} = \frac{N e_0 - N_{02} e_{0н}}{N - N_{02}} \geqslant 0{,}8 h_0, \qquad (228)$$

а также, если $N<N_{02}$,

$$\sigma_a = \frac{N(z_1 \pm e_a) - N_{02}(z_1 - e_{a.н})}{(F_н + F_a) z_1}; \qquad (229)$$

для внецентренно растянутых элементов при $0<e_{0c}<0{,}8h_0$ (рис. 53,*е*)

$$\sigma_a = \frac{N(z_a \pm e_a) - N_{02}(z_a - e_{a.н})}{(F_н + F_a) z_a}, \qquad (230)$$



где z_a — расстояние между центрами тяжести арматуры A и A';

z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно указаниям п. 4.34; при этом коэффициент ν принимается, как при кратковременном действии нагрузки, т. е. $\nu=0{,}45$; допускается z_1 принимать таким же, как и при расчете по деформациям, если $(F'_н+F'_а)/(bh_0)$ менее 0,01.

В формулах (229) и (230) знак «минус» принимается при расположении растягивающей силы N между центрами тяжести арматуры A и A', знак «плюс» — при расположении силы N вне расстояния между арматурами A и A'.

Рис. 53. Схема усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия

а — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении и $e_{0c} \geqslant 0{,}8h_0$; *г* — то же, при $e_{0c} < 0{,}8h_0$; *1* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне; *2* — центр тяжести площади арматуры A; *3* — центр тяжести площади приведенного сечения

В случае, когда $M^{я}_{в}<M_т$ (здесь $M^{я}_{в}$ определяется согласно п. 4.5 от постоянных и длительных нагрузок), но при действии полной нагрузки трещины образуются, величина $\sigma_а$ при определении длительного раскрытия трещин находится по формуле

$$\sigma_а = \sigma_{а\cdot т}\,\frac{M^{я}_{в}-M_{з.\,т}}{M_т-M_{з.\,т}}, \qquad (231)$$

где $\sigma_{а.т}$ — приращение напряжений в арматуре при действии на-

грузки, соответствующей моменту образования трещин, определяемое по формулам (226)—(230) и (232) с заменой M на $M_т$ и N на $N_т = N(M_т/M_в^я)$.

$M_{э.т}$ — см. п. 4.25.

В случае, когда $M_в^я \geqslant M_т$, величину $\sigma_а$ для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов допускается определять по формуле

$$\sigma_а = \frac{M_э}{(F_н + F_а)\, h_0}\, k_т, \qquad (232)$$

где $M_э = M + N_{02}\, e_{а.\,н}$ — для изгибаемых элементов;

$M_э = N e_а + N_{02}\, e_{а.\,н}$ — для внецентренно сжатых элементов;

$k_т$ — определяется по табл. 38.

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения в изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{0с} \geqslant 0{,}8h_0$ элементах напряжения $\sigma_а$, подсчитанные по формулам настоящего пункта, должны умножаться на коэффициент $\varphi_п$, равный

$$\varphi_п = \frac{h - x - c}{h - x - a}, \qquad (233)$$

где $x = \xi h_0$; величина ξ определяется по формуле (260); при этом коэффициент ν принимается всегда, как при кратковременном действии нагрузки, т. е. $\nu = 0{,}45$; для изгибаемых элементов допускается x принимать равным $0{,}5\, h_0$,

a и c — расстояния от центра тяжести площади сечения арматуры A соответственно всей и крайнего ряда стержней до наиболее растянутого волокна бетона.

Значения напряжений $\sigma_0 + \sigma_а$ для напрягаемой арматуры и $\sigma_а - \sigma_п$ — для ненапрягаемой арматуры ($\sigma_п$ — см. п. 4.30), вычисленные с учетом коэффициента $\varphi_п$, не должны превышать $R_{аII}$ для стержневой и $0{,}8\, R_{аII}$ для проволочной арматуры.

На участках элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 4.8), величину усилия предварительного обжатия N_{02} следует снижать путем умножения на коэффициент, равный $(1—\theta)$, где θ — см. п. 4.9.

4.21(4.16). Ширину раскрытия начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют по формуле (215), принимая величины μ и d для арматуры, расположенной в указанной зоне (рис. 54,*а*). При этом напряжение в данной арматуре или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений $\sigma_а$ определяются по формуле

$$\sigma_а = \frac{N_{01}\,(e_{а.\,н} - z_1) \pm M}{(F_н + F_а)\, z_1}, \qquad (234)$$

где M — момент от внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления; в формуле (234) за положительный принимается момент, растягивающий верхнюю грань элемента (рис. 54,*а*).

Таблица 38

γ'	$\frac{e_{a.c}}{h_0}$	Коэффициент $k_т$ при значениях μn, равных											
		0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
0	⩽0,8	0,04	0,07	0,1	0,15	0,18	0,22	0,26	0,31	0,34	0,37	0,41	0,45
	1	0,18	0,22	0,25	0,29	0,31	0,34	0,38	0,42	0,45	0,47	0,5	0,52
	1,2	0,31	0,34	0,37	0,4	0,43	0,46	0,49	0,53	0,55	0,57	0,6	0,62
	1,5	0,44	0,48	0,5	0,53	0,56	0,58	0,62	0,65	0,67	0,69	0,72	0,74
	2	0,59	0,62	0,64	0,67	0,7	0,72	0,75	0,78	0,81	0,82	0,85	0,87
	3	0,74	0,77	0,79	0,82	0,84	0,86	0,89	0,92	0,95	0,96	0,99	1,01
	4	0,81	0,84	0,86	0,89	0,91	0,94	0,97	1	1,02	1,03	1,06	1,08
0,05	⩽0,8	0,04	0,04	0,07	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,32	0,36	0,38
	1,0	0,17	0,2	0,22	0,26	0,28	0,31	0,34	0,38	0,4	0,42	0,46	0,48
	1,2	0,3	0,33	0,35	0,38	0,4	0,43	0,46	0,49	0,51	0,53	0,56	0,58
	1,5	0,44	0,46	0,48	0,51	0,53	0,56	0,59	0,61	0,64	0,66	0,68	0,7
	2	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,7	0,72	0,75	0,77	0,79	0,82	0,83
	3	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97
	4	0,82	0,84	0,85	0,88	0,9	0,92	0,94	0,97	0,99	1	1,03	1,04
0,1	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,09	0,11	0,14	0,18	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34
	1	0,16	0,19	0,21	0,24	0,26	0,28	0,31	0,34	0,37	0,39	0,42	0,44
	1,2	0,3	0,32	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,48	0,5	0,53	0,55
	1,5	0,44	0,46	0,47	0,5	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67
	2	0,59	0,61	0,62	0,64	0,66	0,68	0,7	0,73	0,75	0,76	0,79	0,8
	3	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	0,87	0,89	0,9	0,93	0,94
	4	0,83	0,84	0,85	0,87	0,88	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98	1	1,02

Продолжение табл. 38

γ'	$\frac{e_{a.c}}{h_0}$	Коэффициент $k_т$ при значениях μn, равных											
		0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
0,2	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,1	0,13	0,16	0,19	0,21	0,25	0,28
	1	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,3	0,32	0,34	0,37	0,39
	1,2	0,29	0,31	0,32	0,34	0,35	0,37	0,4	0,42	0,44	0,45	0,48	0,5
	1,5	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49	0,51	0,53	0,55	0,57	0,58	0,61	0,63
	2	0,59	0,6	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,69	0,71	0,72	0,75	0,76
	3	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,87	0,89	0,9
	4	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,9	0,91	0,93	0,94	0,96	0,98
0,3	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,1	0,12	0,15	0,17	0,2	0,23
	1,0	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,3	0,33	0,35
	1,2	0,29	0,3	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,39	0,41	0,42	0,45	0,46
	1,5	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,51	0,53	0,54	0,55	0,58	0,59
	2	0,59	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,66	0,67	0,68	0,7	0,72	0,73
	3	0,75	0,76	0,77	0,78	0,78	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,86	0,88
	4	0,84	0,85	0,85	0,86	0,86	0,87	0,89	0,9	0,91	0,92	0,94	0,95

Продолжение табл. 38

γ'	$\frac{e_{а.\,с}}{h_0}$	Коэффициент $k_т$ при значениях μn, равных											
		0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
0,5	⩽0,8	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,15	0,17
	1	0,15	0,16	0,16	0,18	0,19	0,2	0,22	0,23	0,24	0,26	0,28	0,3
	1,2	0,29	0,3	0,3	0,31	0,32	0,33	0,35	0,36	0,37	0,38	0,4	0,42
	1,5	0,44	0,45	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,5	0,51	0,52	0,54	0,55
	2	0,6	0,61	0,61	0,62	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69
	3	0,77	0,77	0,77	0,77	0,78	0,79	0,79	0,8	0,81	0,82	0,83	0,84
	4	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,87	0,88	0,89	0,89	0,91	0,92
⩾0,7	⩽0,8	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,11	0,13
	1	0,15	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27
	1,2	0,29	0,3	0,3	0,31	0,32	0,32	0,34	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39
	1,5	0,45	0,45	0,45	0,46	0,46	0,47	0,48	0,49	0,49	0,5	0,52	0,53
	2	0,61	0,61	0,61	0,61	0,62	0,62	0,63	0,64	0,64	0,65	0,66	0,67
	3	0,77	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,79	0,79	0,8	0,8	0,81	0,82
	4	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,9

$$\gamma' = \frac{(b'_{п} - b)\, h'_{п} + \dfrac{n F'_{н} + n F'_{а}}{0{,}9}}{b h_0}; \quad e_{а.\,с} = \frac{M_{з}}{N_{с}}; \quad N_{с} = N + N_{02}. \qquad \mu n = \frac{E_{а} F_{н} + E_{а} F_{а}}{E_{б} b h_0}.$$

При расчете ширины раскрытия начальных трещин рассматриваются сечения с наиболее неблагоприятным совместным действием усилия N_{01} и момента внешних сил. Например, при действии момента от собственного веса рассматривается сечение в месте установки монтажной петли (рис. 54,*б*), если ее расстояние от торца элемента a не менее длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (в этом случае момент от собственного веса определяется при подъеме элемента с учетом коэффициента динамичности 1,5); если расстояние a от петли (или от прокладки при складировании) до торца элемента существенно меньше $l_{п.н}$, то рассматривается сечение в конце зоны передачи напряжений (рис. 54,*в*) при моменте от собственного веса без учета коэффициента динамичности.

В рассматриваемой стадии усилие N_{01} и момент M рассматриваются как действующие кратковременно.

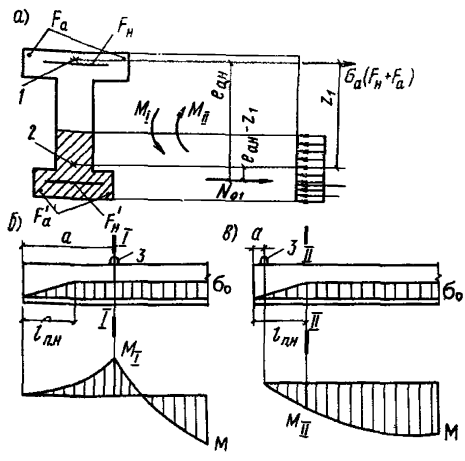


Рис. 54. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в стадии изготовления

а — схема усилий и эпюры напряжений; *б—в*— расположение расчетных сечений (I—I и II—II) по длине элемента; *1*—центр тяжести площади арматуры A; *2* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне; *3* — монтажная петля

Глубина начальных трещин в сжатой зоне, определяемая по формуле

$$h_т = h - (1{,}2 + m)\,\xi\,h_0, \qquad (235)$$

должна быть не более $0{,}5h$.

Величина m определяется согласно п. 4.9. Величины z_1 и ξ в формулах (234) и (235) определяются согласно п. 4.34.

4.22(4.14). Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина кратковременного раскрытия трещин определяется от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок и от действия кратковременных нагрузок. При этом величина $a_т$ находится по формуле (215) при $c_д = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина кратковременного раскрытия трещин определяется как сумма ширины раскрытия от длительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок по формуле

$$a_т = a_{т\,1} - a_{т\,2} + a_{т\,3}, \qquad (236)$$

где $a_{т1}$ — ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки;

$a_{т2}$ — начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок (при их кратковременном действии);

$a_{т3}$ — ширина длительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок.

Формула (236) может быть приведена к виду

$$a_т = a_{т\,1}\left[1 + (c_д - 1)\,\frac{\sigma_{а.\,дл}}{\sigma_{а.\,п}}\right], \qquad (237)$$

где $c_д$ — см. п. 4.18 для случая длительного действия нагрузок; если величина $a_{т1}$ определена с учетом формулы (220), коэффициент $c_д$ в формуле (237) заменяется произведением $c_д k_д$, где $k_д$ — см. п. 4.19. $\sigma_{а.дл}$, $\sigma_{а.п}$ — определяются по п. 4.20 соответственно от постоянных и длительных нагрузок и от полной нагрузки.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина длительного раскрытия трещин определяется от длительного действия постоянных и длительных нагрузок. При этом величина $a_т$ находится по формуле (215) при значении $c_д$, соответствующем длительному действию нагрузки.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.23(4.17). Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, $a_т$ мм, для изгибаемых элементов, армированных поперечной арматурой, должна определяться по формуле

$$a_т = c_д k\,(h_0 + 30\,d_{макс})\,\frac{\eta}{\mu_п}\,\frac{t^2}{E_а^2}, \qquad (238)$$

где $c_д$ и η — обозначения те же, что в формуле (215);

$$k = (20 - 1200\,\mu_п)10^3, \qquad (239)$$

но не менее $8 \cdot 10^3$,

$d_{макс}$ — наибольший из диаметров хомутов и отогнутых стержней; в сумму $(h_0 + 30 d_{макс})$ величины h_0 и $d_{макс}$ подставляются в мм;

$\mu_п$ — коэффициент насыщения балки поперечной арматурой, равный:

$$\mu_п = \mu_х + \mu_0, \qquad (240)$$

здесь $\mu_х$ — коэффициент насыщения балки хомутами:

$$\mu_х = \frac{F_х}{b\,u}; \qquad (241)$$

μ_0 — коэффициент насыщения балки отогнутыми стержнями:

$$\mu_0 = \frac{F_0}{b\,u_0}; \qquad (242)$$

u_0 — расстояние между плоскостями отогнутых стержней, измеренное по нормали к ним; при одном отгибе за u_0 принимается расстояние между этим отгибом и гранью опоры (рис. 55).

$$t = \frac{Q}{b\,h_0} - 0{,}25\,\frac{N_0}{F}, \qquad (243)$$

здесь Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке элемента с постоянным насыщением поперечной арматурой.

Вблизи свободных опор рассматриваются сечения, расположенные от этих опор на расстоянии не меньше h_0.

Для элементов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, рассматривается сечение на расстоянии h_0 от свободной опоры. При этом, если нагрузка p фактически является сплошной, равномерно распределенной (например, гидростатическое давление, давление грунта и т. д.), значение Q принимается равным:

$$Q = Q_{макс} - p\,h_0;$$

если нагрузка фактически может отсутствовать на участке пролета (например, нагрузка на перекрытие), Q принимается равным $Q_{макс}$.

При определении ширины кратковременного и длительного раскрытия наклонных трещин должны учитываться указания п. 4.22; при этом в формуле (237) отношение $\sigma_{а.дл}/\sigma_{а.п}$ заменяется на $(t_{дл}/t_п)^2$, где $t_{дл}$, $t_п$ — см. п. 4.17.

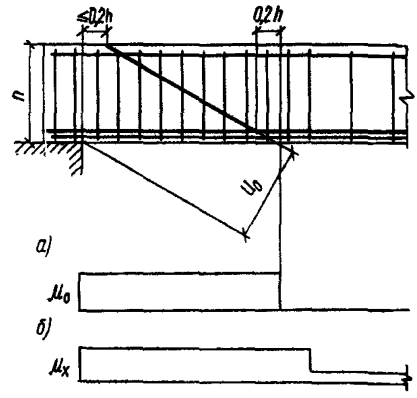


Рис. 55. Учет поперечной и отогнутой арматуры при расчете железобетонной балки по раскрытию наклонных трещин

а — эпюра насыщения балки отгибами (μ_0)
б — эпюра насыщения балки поперечными стержнями (μ_x)

Расчет производится для каждого участка с постоянным насыщением поперечными и наклонными стержнями (см. рис. 55).

Допускается уменьшить величину $a_т$ в 1,5 раза против определенной по формуле (238), если балка армирована поперечными стержнями, нормальными к оси элемента, и продольными стержнями того же диаметра с расстояниями по высоте сечения, равными шагу поперечных стержней.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 32. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения: $h=28$ см, $b=25$ см, $a=a'=4$ см; бетон марки М 500 ($R_{прII}=280$ кгс/см²; $E_б=3{,}25\cdot10^5$ кгс/см²); продольная растягивающая сила от полной нагрузки (при $n=1$) $N_п=103$ тс, момент от этой нагрузки $M_п=4{,}5$ тс·м; продольная сила и момент от постоянных и длительных нагрузок равны: $N_{дл}=98$ тс и $M_{дл}=3$ тс·м; предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь $\sigma_{02}=3250$ кгс/см²; остальные данные — по примеру 29.

Требуется рассчитать элемент по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. Проверяем кратковременное и длительное раскрытие трещин.

$h_0=28-4=24$ см.

Определяем эксцентрицитеты внешней продольной силы N и

равнодействующей N_c относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_0^{\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{N_{\text{п}}} = \frac{4{,}5 \cdot 10^5}{103 \cdot 10^3} = 4{,}37 \text{ см};$$

$$e_0^{\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{дл}}} = \frac{3 \cdot 10^5}{98 \cdot 10^3} = 3{,}06 \text{ см};$$

$$N_{\text{с}}^{\text{п}} = N_{\text{п}} - N_{02} = 103 - 80 = 23 \text{ тс};$$

$$N_{\text{с}}^{\text{дл}} = 98 - 80 = 18 \text{ тс};$$

$$e_{0\,\text{с}}^{\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{N_{\text{с}}^{\text{п}}} = \frac{4{,}5 \cdot 10^5}{23 \cdot 10^3} = 19{,}6 \text{ см} > 0{,}8\,h_0 = 0{,}8 \cdot 24 = 19{,}2 \text{ см};$$

$$e_{0\text{с}}^{\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{с}}^{\text{дл}}} = \frac{3 \cdot 10^5}{18 \cdot 10^3} = 16{,}7 \text{ см} < 0{,}8\,h_0 = 19{,}2 \text{ см}.$$

Длительное раскрытие трещины определяем по формуле (215).

Так как $e_{0\,\text{с}}^{\text{дл}} < 0{,}8\,h_0$, приращение напряжения в арматуре $\sigma_{\text{а}}$ определяем по формуле (230).

$$e_{\text{а}} = y - a - e_0^{\text{дл}} = 14 - 4 - 3{,}06 = 6{,}94 \text{ см};$$

$$e_{\text{а. н}} = y - a = 14 - 4 = 10 \text{ см};$$

$$z_{\text{а}} = h_0 - a' = 24 - 4 = 20 \text{ см};$$

$$\sigma_{\text{а}} = \frac{N\,(z_{\text{а}} - e_{\text{а}}) - N_{02}\,(z_{\text{а}} - e_{\text{а. н}})}{F_{\text{н}}\,z_{\text{а}}} =$$

$$= \frac{98 \cdot 10^3\,(20 - 6{,}94) - 80 \cdot 10^3\,(20 - 10)}{12{,}32 \cdot 20} = 1940 \text{ кгс/см}^2.$$

Ширину раскрытия трещин $a_{\text{т}}$ находим по формуле (215), принимая $c_{\text{д}} = 1{,}5$ (как при длительном действии нагрузки), $k = 1{,}2$ (как для растянутых элементов) и $\eta = 1$ (так как арматура периодического профиля).

$$a_{\text{т}} = k\,c_{\text{д}}\,\eta\,\frac{\sigma_{\text{а}}}{E_{\text{а}}}\;20\;(3{,}5 - 100\,\bar{\mu})\,\sqrt[3]{d} =$$

$$= 1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 1\;\frac{1950}{2 \cdot 10^6}\;20\;(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02)\,\sqrt[3]{28} = 0{,}16 \text{ мм}$$

(так как $\bar{\mu} = \frac{F_{\text{н}}}{b\,h_0} = \frac{12{,}32}{25 \cdot 24} = 0{,}021 > 0{,}02$, принимаем $\bar{\mu} = 0{,}02$),

т. е. длительное раскрытие трещин меньше предельно допустимого $a_{\text{т.дл}} = 0{,}3$ мм.

Кратковременное раскрытие трещин определяем по формуле (236), для чего находим величины $a_{\text{т1}}$, $a_{\text{т2}}$, $a_{\text{т3}}$.

Значение $a_{т3}$ соответствует уже найденному значению $a_т = 0{,}15$ мм;

$$a_{т\,2} = \frac{a_{т\,3}}{c_д} = \frac{0{,}16}{1{,}5} = 0{,}11 \text{ мм}.$$

Для определения величины $a_{т1}$ находим значение z_1 согласно указаниям п. 4.34

$$M_э = N_{02}\, e_{а.\,н} - N_п\, e_а = 80 \cdot 10^3 \cdot 10 - 103 \cdot 10^3 \cdot 5{,}63 =$$

$$= 2{,}2 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$(e_а = y_ц - a - e_0^п = 14 - 4 - 4{,}37 = 5{,}63 \text{ см});$$

$$L = \frac{M_э}{b\, h_0^2\, R_{пр\,II}} = \frac{2{,}2 \cdot 10^5}{25 \cdot 24^2 \cdot 280} = 0{,}055;$$

$$e_{а.\,с} = \left| \frac{M_э}{N_с^п} \right| = \frac{2{,}2 \cdot 10^5}{23 \cdot 10^3} = 9{,}6 \text{ см};$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 6{,}16;\ \mu = \overline{\mu} = 0{,}021;$$

$$\mu\, n = 0{,}021 \cdot 6{,}16 = 0{,}13;$$

$$\gamma' = \frac{\frac{n}{2\,\gamma_{кр}}\, F'_н}{b\, h_0} = \frac{\frac{6{,}16}{2 \cdot 0{,}45}\, 12{,}32}{25 \cdot 24} = 0{,}14;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right) = 0{,}14 \left(1 - \frac{4}{24}\right) = 0{,}12;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5\,(L + T)}{10\,\mu\, n}} - \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\,\frac{e_{а.\,с}}{h_0} + 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5\,(0{,}055 + 0{,}12)}{10 \cdot 0{,}13}} - \frac{1{,}5 + 0{,}14}{11{,}5\,\frac{9{,}6}{24} + 5} = 0{,}14.$$

Так как $\xi = 0{,}14 < \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{24} = 0{,}167$, значение ξ рассчитываем, принимая $F'_а = 0$; $\gamma' = 0$; $T = 0$.

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5\,L}{10\,\mu\, n}} - \frac{1{,}5}{11{,}5\,\frac{e_{а.\,с}}{h_0} + 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5 \cdot 0{,}055}{10 \cdot 0{,}13}} - \frac{1{,}5}{11{,}5\,\frac{9{,}6}{24} + 5} = 0{,}2.$$

Так как $\gamma' = 0$, формула (266) принимает вид

$$z_1 = h_0\,(1 - 0{,}5\,\xi) = 24\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}2) = 21{,}6 \text{ см}.$$

Приращение напряжений в арматуре определяем по формуле (229):

$$\sigma_a = \frac{N\,(z_1 - e_a) - N_{02}\,(z_1 - e_{a.\,н})}{F_н z_1} =$$

$$= \frac{103 \cdot 10^3\,(21{,}6 - 5{,}63) - 80 \cdot 10^3\,(21{,}6 - 10)}{12{,}32 \cdot 21{,}6} = 2700 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку

$$\sigma_{02} + \sigma_a = 3250 + 2700 = 5950 \text{ кгс/см}^2 < R_{a\,II} = 6000 \text{ кгс/см}^2,$$

появление неупругих деформаций в арматуре предотвращено.

$$a_{т\,1} = kc_д\,\eta\,\frac{\sigma_a}{E_a}\,20\,(3{,}5 - 100\mu)\,\sqrt[3]{d} =$$

$$= 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1\,\frac{2700}{2 \cdot 10^6}\,20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02)\,\sqrt[3]{28} = 0{,}15 \text{ мм}.$$

$$a_т = a_{т\,1} - a_{т\,2} + a_{т\,3} = 0{,}15 - 0{,}11 + 0{,}16 = 0{,}2 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм (см. табл. 1).

Пример 33. Дано: плита покрытия — по рис. 50; марка бетона М 300 ($E_б = 2{,}6 \cdot 10^5$ кгс/см²); передаточная прочность $R_0 = 250$ кгс/см² ($R^0_{пр\,II} = 145$ кгс/см², $R^0_{рII} = 13$ кгс/см²); арматура в верхней зоне плиты класса А-III ($E_a = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_a = 0{,}503$ кгс/см² (1Ø8); в нижней зоне плиты арматура площадью $F'_н + F'_a = 5{,}69$ см² (1Ø25+1Ø10); усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $N_{01} = 23$ тс; его эксцентрицитет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0н} = 16{,}7$ см; нагрузка от собственного веса плиты $q_{с.в} = 130$ кгс/м (для половины плиты).

Требуется определить ширину раскрытия и глубину нормальных трещин в стадии изготовления.

Расчет. Из расчета по примеру 30 известно, что в рассматриваемой стадии образуются верхние (начальные) трещины.

Рассмотрим сечение в месте закрепления монтажных петель на расстоянии $l_1 = 1$ м от торца плиты. Момент в этом сечении от собственного веса плиты найдем, как для консоли, с учетом коэффициента динамичности, равного при подъеме 1,5.

$$M_{с.\,в} = \frac{1{,}5\,q_{с.\,в}\,l_1^2}{2} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}13 \cdot 1^2}{2} = 0{,}1 \text{ тс·м}.$$

Находим напряжение в арматуре σ_a, необходимое для вычисления ширины раскрытия трещин по формуле (215). Для этой цели вычисляем плечо z_1 согласно указаниям п. 4.34, в связи с чем определяем следующие величины:

$$h_0 = 35 - 2{,}5 = 32{,}5 \text{ см}; \quad n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7;$$

$$\gamma' = \frac{\frac{n}{2\,\nu_{кр}}\,(F'_н + F'_a)}{b\,h_0} = \frac{\frac{7{,}7}{2 \cdot 0{,}45}\,5{,}69}{9{,}5 \cdot 32{,}5} = 0{,}16;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right) = 0{,}16 \left(1 - \frac{5}{32{,}5}\right) = 0{,}13;$$

$$l_{а\cdot н} = l_{он} + (h - y - a) = 16{,}7 + (35 - 22 - 2{,}5) = 27{,}2 \text{ см};$$

$$M_з = N_{01}\, e_{а.\,н} + M_{с.\,в} = 23\,000 \cdot 27{,}2 + 0{,}1 \cdot 10^5 = 6{,}35 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$e_{а.\,с} = \frac{M_з}{N_{01}} = \frac{6{,}35 \cdot 10^5}{23 \cdot 10^3} = 27{,}64 \text{ см};$$

$$L = \frac{M_з}{b\, h_0^2\, R^0_{пр\,II}} = \frac{635\,000}{9{,}5 \cdot 32{,}5^2 \cdot 145} = 0{,}44;$$

$$\mu\, n = \frac{F_а}{b\, h_0}\, n = \frac{0{,}503 \cdot 7{,}7}{9{,}5 \cdot 32{,}5} = 0{,}0126;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(L + T)}{10\,\mu\, n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\,\dfrac{e_{а.\,с}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}44 + 0{,}13)}{0{,}126}} + \frac{1{,}5 + 0{,}16}{11{,}5\,\dfrac{27{,}64}{32{,}5} - 5} = 0{,}378;$$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{2\,a'}{h_0}\,\gamma' + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi^2)}\right] = 32{,}5 \left[1 - \frac{\dfrac{2 \cdot 5}{32{,}5}\,0{,}16 + 0{,}378^2}{2\,(0{,}16 + 0{,}378)}\right] =$$

$$= 26{,}7 \text{ см};$$

так как $z_1 < 0{,}97\, e_{а.с} = 0{,}97 \cdot 27{,}64 = 26{,}8$ см, принимаем $z_1 = 26{,}7$ см.

Напряжение в растянутой арматуре $\sigma_а$ определяем по формуле (234)

$$\sigma_а = \frac{N_{01}\,(e_{а.\,н} - z_1) + M_{с.\,в}}{F_а\, z_1} =$$

$$= \frac{23\,000\,(27{,}2 - 26{,}8) + 10\,000}{0{,}503 \cdot 26{,}7} = 1425 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения величины $a_т$ находим коэффициент $\bar{\mu}$

$$\bar{\mu} = \frac{F_а}{b\, h_0 + (b_п - b)\,(h_п - a)} = \frac{0{,}503}{9{,}5 \cdot 32{,}5 + (47{,}5 - 9{,}5)\,(5 - 2{,}5)} =$$

$$= 0{,}00125;$$

$$a_т = k\, c_д \eta\, \frac{\sigma_а}{E_а}\, 20\,(3{,}5 - 100\,\bar{\mu})\, \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1\, \frac{1425}{2 \cdot 10^6}\, 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}00125)\, \sqrt[3]{8} = 0{,}1 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм.

В этом же сечении определим глубину верхних трещин согласно п. 4.21:

$$m = \frac{R^0_{p\,II}\, W^в_т}{N_{01}\,(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) + M_{с.\,в}} = \frac{13 \cdot 8300}{23\,000\,(16{,}7 - 7{,}95) + 10\,000} = 0{,}52;$$

($W^0_т$ и $r_{у\,н}$ — см. пример 30);

$$h_т = h - (1{,}2 + m)\,\xi\,h_0 = 35 - (1{,}2 + 0{,}52)\cdot 0{,}378\text{-}32{,}5 = 13{,}87 \text{ см},$$

т. е. меньше 0,5 $h = 0{,}5 \cdot 35 = 17{,}5$ см.

Пример 34. Дано: плита покрытия — по рис. 50; марка бетона М 300 ($E_б = 2{,}6 \cdot 10^5$ кгс/см²; $R_{пр\,II} = 170$ кгс/см²), предварительно-напряженная арматура класса А-IV ($E_а = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_н = 4{,}91$ см² (1Ø25); ненапряженная арматура растянутая и сжатая класса А-III площадью сечения соответственно $F_а = 0{,}785$ см² (1Ø10) и $F'_а = 0{,}503$ см² (1Ø8); усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $m_т = 1$: $N_{02} = 15$ тс, его эксцентрицитет $e_{0н} = 16{,}5$ см, предварительное напряжение $\sigma_{02} = 3320$ кгс/см²; сумма потерь от усадки и ползучести бетона $\sigma_п = 1680$ кгс/см²; максимальный момент от полной нагрузки при $n = 1$: $M_п = 6{,}6$ тс·м, в том числе момент от постоянных и длительных нагрузок $M_{дл} = 6$ тс·м; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации.

Расчет. Из расчета по примеру 30 известно, что в стадии изготовления в верхней зоне плиты образуются начальные трещины; с учетом этих трещин $M_т = 3{,}17$ тс·м $< M_п = 6{,}6$ тс·м. Следовательно, расчет ширины раскрытия нормальных трещин в нижней зоне плиты необходим.

В связи с наличием трещин обжатия уточняем значение N_{02}. Согласно п. 4.20 усилие N_{02} снижается путем умножения на коэффициент, равный $(1-\theta)$.

$$N_{02} = 15(1 - 0{,}215) = 11{,}8 \text{ тс}$$

($\theta = 0{,}215$ — см. пример 30).

Так как

$$\frac{M_{дл}}{M_п} = \frac{6}{6{,}6} = 0{,}91 > \frac{2}{3} + \frac{N_{02}\,(e_{0\,н} + r_{у.\,в})}{3\,M_п} = \frac{2}{3} + \frac{11\,800\,(16{,}5 + 4{,}7)}{3 \cdot 660\,000} = 0{,}79,$$

то согласно п. 4.17 проверяем длительное раскрытие трещин от действия момента $M_{дл}$ (значение $r_{у.в}$ принято по примеру 30).

Расчет производим согласно указаниям пп. 4.18, 4.20.

Вычисляем напряжение в арматуре по упрощенной формуле (232).

Для определения коэффициента $k_т$ по табл. 38 находим величины μn, γ', $\frac{e_{ас}}{h_0}$:

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7; \quad \mu = \frac{F_н + F_а}{b\,h_0} = \frac{4{,}91 + 0{,}79}{9{,}5 \cdot 30} = 0{,}02;$$

$$\mu\, n = 0{,}02 \cdot 7{,}7 = 0{,}154;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\; h'_п + \frac{n F'_а}{0{,}9}}{b\,h_0} = \frac{(47{,}5 - 9{,}5)\; 5 + 7{,}7\; \frac{0{,}503}{0{,}9}}{9{,}5 \cdot 30} = 0{,}68;$$

$$M_э = M + N_{02}\, e_{а.\,н} = 600\,000 + 11\,800 \cdot 0{,}5 = 605\,900 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

где $(e_{а.\,н} = y_ц - e_{0\,н} - a = 22 - 16{,}5 - 5 = 0{,}5$ см);

$$\frac{e_{а.\,с}}{h_0} = \frac{M_э}{N_{02}\, h_0} = \frac{605\,900}{11\,800 \cdot 30} = 1{,}71.$$

Для нахождения коэффициента $k_т$ принимаем ближайшие значения γ' и μn ($\gamma' = 0{,}7$ и $\mu n = 0{,}15$); интерполируя только по $e_{а.с}/h_0$, получаем $k_т = 0{,}545$.

Определяем коэффициент $\varphi_п$ для нижнего ряда арматуры (ненапрягаемой). Принимая $x = 0{,}5$, $h_0 = 0{,}5 \cdot 30 = 15$ см, $\varphi_п$ вычисляем по формуле (233):

$$\varphi_п = \frac{h - x - c}{h - x - a} = \frac{35 - 15 - 2{,}5}{35 - 15 - 5} = 1{,}18.$$

Для напрягаемой арматуры $\varphi_п \approx 1$.

Определяем напряжение $\sigma_а$ на уровне центра тяжести всей растянутой арматуры:

$$\sigma_а = \frac{M_э}{(F_н + F_а)\; h_0}\, k_т = \frac{605\,900}{(4{,}91 + 0{,}79)\; 30}\, 0{,}545 = 1930 \text{ кгс/см}^2.$$

Для нижнего ряда арматуры учитываем коэффициент $\varphi_п$

$$\sigma_а = 1930 \cdot 1{,}18 = 2280 \text{ кгс/см}^2.$$

Находим полное напряжение в предварительно-напряженной арматуре

$$\sigma_а + \sigma_{02}\; (1 - \theta) = 1930 + 3320\; (1 - 0{,}215) = 4540 < R_{а\,II} = 6000 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. требование п. 4.20 выполняется.

Ширину раскрытия трещин определяем для нижнего ряда арматуры по формуле (215). Для этого вычисляем значения $\bar{\mu}$ и d.

$$\bar{\mu} = \mu = 0{,}02;$$

$$d = \frac{d_1^2 + d_2^2}{d_1 + d_2} = \frac{25^2 + 10^2}{25 + 10} = 20{,}7 \text{ мм};$$

$$a_т = k\, c_д\, \eta\, \frac{\sigma_а}{E_а}\, 20\, (3{,}5 - 100\, \bar{\mu})\, \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1\, \frac{2280}{2 \cdot 10^6}\, 20\, (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02)\, \sqrt[3]{20{,}7} = 0{,}14 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т.дл} = 0{,}3$ мм.

Пример 35. Дано: балка покрытия — по рис. 56; бетон марки М 400 ($R_{рII} = 18$ кгс/см²; $E_б = 3 \cdot 10^5$ кгс/см²; $R_{прII} = 225$ кгс/см²); продольная арматура из канатов класса К-7 ($E_а = 1{,}8 \cdot 10^6$ кгс/см²) площадью сечения $F_н = 7{,}25$ см² (8⌀12) и $F'_н = 1{,}82$ см² (2⌀12);

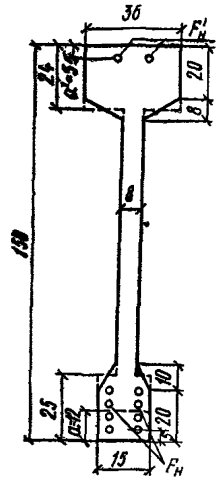


Рис. 56. Поперечное сечение балки покрытия

с учетом всех потерь и $m_т = 1$ усилие предварительного обжатия $N_{02} = 58$ тс, его эксцентрицитет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0н} = 42$ см; геометрические характеристики приведенного сечения: расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y_ц = 88$ см, расстояние от верхней ядровой точки до центра тяжести $r_я = 32{,}5$ см, момент сопротивления $W_0 = 69\,000$ см³, то же, вычисленный без учета растянутых свесов $\overline{W}_0 = 47\,600$ см³, момент от полной нагрузки (при $n = 1$) $M_п = 65$ тс·м, требование к трещиностойкости 2-й категории.

Требуется рассчитать балку по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. Ширину кратковременного раскрытия трещин от действия момента $M_п$ определяем по формуле (215). Для этого находим приращение напряжения в арматуре $\sigma_а$.

Значение z_1 вычисляем согласно указаниям п. 4.34

$$h_0 = h - a = 150 - 12 = 138 \text{ см},$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{3 \cdot 10^5} = 6; \quad \mu n = \frac{F_н}{b\, h_0}\, n = \frac{7{,}25}{8 \cdot 138}\, 6 = 0{,}039;$$

$$M_з = M_п + N_{02}\, e_{а.\,н} = 65 + 58 \cdot 0{,}34 = 84{,}7 \text{ тс·м}$$

$$(e_{а.\,н} = y_ц - a - e_{0\,н} = 88 - 12 - 42 = 34 \text{ см}).$$

$$L = \frac{M_з}{b\, h_0^2\, R_{пр\,II}} = \frac{84{,}7 \cdot 10^5}{8 \cdot 138^2 \cdot 225} = 0{,}25;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\, h'_п + \dfrac{n\, F'_н}{2\, \gamma_{кр}}}{b\, h_0} = \frac{(36 - 8)\, 24 + \dfrac{6 \cdot 1{,}82}{2 \cdot 0{,}45}}{8 \cdot 138} = 0{,}63;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_п}{2\, h_0}\right) = 0{,}63 \left(1 - \frac{24}{2 \cdot 138}\right) = 0{,}57;$$

$$e_{a.\,c} = \frac{M_э}{N_c} = \frac{84{,}7 \cdot 10^5}{58 \cdot 10^3} = 1{,}46 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(L+T)}{10\,\mu\,n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\,\dfrac{e_{a.\,c}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}25 + 0{,}57)}{10 \cdot 0{,}039}} + \frac{1{,}5 + 0{,}63}{11{,}5\,\dfrac{1{,}46}{1{,}38} - 5} = 0{,}37;$$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_п'}{h_0}\,\gamma' + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi)}\right] = 138 \left[1 - \frac{\dfrac{24}{138}\,0{,}63 + 0{,}37^2}{2\,(0{,}63 + 0{,}37)}\right] =$$

$$= 120 \text{ см};$$

$$\sigma_a = \frac{M_э - N_{02}\,z_1}{F_н\,z_1} = \frac{(84{,}7 - 58 \cdot 1{,}2) \cdot 10^5}{7{,}25 \cdot 120} = 1735 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку арматура расположена в несколько рядов, определяем σ_a для нижнего ряда; по формуле (233) находим коэффициент $\varphi_п$

$$\varphi_п = \frac{h - \xi\,h_0 - c}{h - \xi\,h_0 - a} = \frac{150 - 0{,}37 \cdot 138 - 5}{150 - 0{,}37 \cdot 138 - 12} = 1{,}07;$$

$$\sigma_a = 1735 \cdot 1{,}07 = 1857 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения величины $a_т$ находим коэффициент армирования $\bar{\mu}$.

$$\bar{\mu} = \frac{F_н}{b\,h_0 + (b_п - b)\,(h_п - a)} = \frac{7{,}25}{8 \cdot 138 + (15 - 8)\,(25 - 12)} =$$

$$= 0{,}0061;$$

$$a_т = k\,c_д\,\eta\,\frac{\sigma_a}{E_a}\,20\,(3{,}5 - 100\,\bar{\mu})\,\sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2\,\frac{1857}{1{,}8 \cdot 10^6}\,20\,(3{,}5 - 0{,}61)\,\sqrt[3]{12} = 0{,}164 \text{ мм},$$

т. е. ширина раскрытия трещин больше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}15$ мм (см. табл. 1).

Уточняем расчетное значение $a_т$ путем учета работы растянутого бетона над трещинами согласно п. 4.19,б:

$$\beta = 0{,}8 + 35\,\frac{\mu\,n}{\eta} = 0{,}8 + 35\,\frac{0{,}039}{1{,}2} = 1{,}94;$$

$$\bar{W}_т = \gamma\,\bar{W}_0 = 1{,}75 \cdot 47\,600 = 83\,200 \text{ см}^3$$

($\gamma = 1{,}75$, как для таврового элемента со сжатыми полками);

$$M^я_{об} = N_{02}\,(e_{0\,н} + 0{,}8\,r_я) = 58\,(42 + 0{,}8 \cdot 32{,}5)\,10^3 = 39{,}3 \text{ тс·м};$$

$$M^0 = \beta R_{р\,II} \overline{W}_т + M^я_{об} = 1{,}94 \cdot 18 \cdot 83\,200 + 39{,}3 \cdot 10^5 = 68{,}3 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M' = 0{,}85 R_{р\,II} W_т + M^я_{об} = 0{,}85 \cdot 18 \cdot 103500 + 39{,}3 \cdot 10^5 =$$

$$= 55{,}1 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$(W_т = \gamma W_0 = 1{,}5 \cdot 69\,000 = 103\,500 \text{ см}^3).$$

Так как $M = M_п$, формула (221) принимает вид

$$k_н = \frac{M_п - M'}{M^0 - M'} \cdot \frac{M^0 - M^я_{об}}{M_п - M^я_{об}} = \frac{65 - 55{,}1}{68{,}3 - 55{,}1} \cdot \frac{68{,}3 - 39{,}3}{65 - 39{,}3} = 0{,}845.$$

Поскольку расчет ведется на кратковременное действие нагрузки, $k_б = k_н$.

Уточненное значение $a_т = 0{,}164 \cdot 0{,}845 = 0{,}139$ мм, что не превышает предельно допустимое значение $a_{т\,кр} = 0{,}15$ мм.

Пример 36. Дано: балка покрытия с размерами сечения по рис. 56; с учетом всех потерь и $m_т = 1$ усилие предварительного обжатия $N_{02} = 103$ тс; поперечная арматура из стали класса А-III ($E_а = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²) диаметром $d_х = 10$ мм ($F_х = 0{,}785$ см²) с расстоянием между хомутами на приопорном участке $u = 40$ см; поперечная сила в опорном сечении при $n = 1$ от всех нагрузок $Q^{п}_{макс} = 25$ тс, в том числе от постоянных и длительных нагрузок $Q^{дл}_{макс} = 20$ тс.

Требуется рассчитать балку по ширине раскрытия наклонных трещин.

Расчет. Рассматриваем сечение на расстоянии h_0 от места приложения опорной реакции.

Так как в пределах приопорного участка поперечная нагрузка может отсутствовать, принимаем $Q = Q_{макс}$.

Площадь бетонного сечения

$$F = 150 \cdot 8 + (36 - 8)\ 24 + (15 - 8)\ 25 = 2045 \text{ см}^2.$$

По формуле (243) определяем:

$$t_п = \frac{Q^п_{макс}}{b h_0} - 0{,}25 \frac{N_{02}}{F} = \frac{25 \cdot 10^3}{8 \cdot 138} - 0{,}25 \frac{103 \cdot 10^3}{2045} = 10{,}1 \text{ кгс/см}^2;$$

$$t_{дл} = \frac{Q^{дл}_{макс}}{b h_0} - 0{,}25 \frac{N_{02}}{F} = \frac{20 \cdot 10^3}{8 \cdot 138} - 0{,}25 \frac{103 \cdot 10^3}{2045} =$$

$$= 5{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как отношение

$$\left(\frac{t_{дл}}{t_п}\right)^2 = \left(\frac{5{,}5}{10{,}1}\right)^2 = 0{,}3 < \frac{2}{3} = 0{,}67,$$

проверяем кратковременное раскрытие трещин от действия всех нагрузок (указанным соотношением пользуемся согласно указаниям п. 4.17, так как допустимая ширина раскрытия наклонных трещин при поперечной арматуре класса А-III $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм и $a_{т.дл} = 0{,}3$ мм).

По формуле (238) определяем ширину раскрытия трещин $a_{т1}$ от кратковременного действия полной нагрузки. Для этого находим величины:

$$\mu_п = \mu_х = \frac{F_х}{b\,u} = \frac{0{,}785}{8 \cdot 40} = 0{,}0025;$$

$$k = (20 - 1200\,\mu_п)\ 10^3 = (20 - 1200 \cdot 0{,}0025) \cdot 10^3 =$$

$$= 17 \cdot 10^3 > 8 \cdot 10^3;$$

$$h_0 + 30\,d_{макс} = 1380 + 30 \cdot 10 = 1680 \text{ мм};$$

$$a_{т\,1} = c_д\,k\,(h_0 + 30\,d_{макс})\ \frac{\eta}{\mu_п}\ \frac{t^2}{E_а^2} =$$

$$= 1 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1680\ \frac{1}{0{,}0025}\ \left(\frac{10{,}1}{2 \cdot 10^6}\right)^2 = 0{,}3 \text{ мм}.$$

Полную величину $a_т$ определяем по формуле (237), меняя отношение $\sigma_{а.дл}/\sigma_{а.п}$ на $(t_п/t_{дл})^2$

$$a_т = a_{т\,1}\left[1 + (c_д - 1)\left(\frac{t_{дл}}{t_п}\right)^2\right] = 0{,}3\,[1 + (1{,}5 - 1) \cdot 0{,}3] = 0{,}35 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.24(4.18). Железобетонные элементы должны рассчитываться по закрытию (зажатию) трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по закрытию трещин производится для зон элементов (см. п. 1.12), к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если в этих элементах от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте перегрузки $n > 1$ трещины образуются.

РАСЧЕТ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.25(4.19). Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок должны соблюдаться следующие требования:

а) сечение элемента с трещинами в растянутой зоне, образовавшимися от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки $n = 1$, с нормальными напряжениями сжатия на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 10 кгс/см^2; при этом величина $\sigma_б$ определяется, как для упругого тела, от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия N_{02}; данное требование соблюдается, если выполняется условие

$$M^н \leqslant M_{з.т}, \qquad (244)$$

где $M_{з.т}$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при закрытии трещин и определяемый по формуле

$$M_{з.т} = N_{02}\ (e_{0н} + r_я) - 10\,W_0, \qquad (245)$$

$M^я$ — момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, определенную, как для упругого материала, наиболее удаленную от растянутой грани; значение $M^я$ определяется по формулам: для изгибаемых элементов $M^я = M$;
для внецентренно сжатых элементов

$$M^я = N\ (e_0 - r_я); \qquad (246)$$

для внецентренно растянутых элементов

$$M^я = N\ (e_0 + r_я); \qquad (247)$$

$r_я$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растягиваемой внешними нагрузками грани элемента, определяемое, как для упругого материала, по формуле

$$r_я = W_0/F_п;$$

10 — требуемое напряжение сжатия на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента, кгс/см²;
W_0 — см. п. 4.5,
N_{02} — определяется с учетом указаний п. 4.26;

б) в напрягаемой арматуре A от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (при коэффициенте перегрузки $n=1$) не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_{02} + \sigma_a \leqslant k R_{a\,II}, \qquad (248)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным:
для проволочной арматуры — 0,65, для стержневой арматуры — 0,8;
σ_{02} — определяется с учетом указаний п. 4.26.

В ненапрягаемой арматуре A не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_a - \sigma_п < k_1 R_{a\,II}, \qquad (249)$$

где $\sigma_п$ — начальное напряжение в ненапрягаемой арматуре, численно равное сумме потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона (поз. 6, 8, 9 табл. 4), принимаемое таким же, как и при вычислении σ_{02}; k_1 — коэффициент, принимаемый равным:
для стержневой арматуры — 1,
для проволочной арматуры — 0,8.
В формулах (248) и (249):
σ_a — приращение напряжений в напрягаемой арматуре или напряжение в ненапрягаемой арматуре, определяемое по п. 4.20 с учетом коэффициента $\varphi_п$; при этом $\varphi_п$ находится по формуле (233) при значении c, равном расстоянию от наиболее растянутой грани элемента до крайнего ряда рассматриваемой арматуры (напрягаемой или ненапрягаемой).

4.26(4.20). Для участков элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 4.8), величина σ_{02} в формуле (248) умножается на коэффициент, равный $(1-\theta)$, а величина N_{02} при определения момента $M_{з.т}$ умножается на коэффициент, равный $1{,}1\times(1-\theta)$, но не более 1, где значения θ определяются согласно указаниям п. 4.9.

РАСЧЕТ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.27(4.21). Для обеспечения надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения, определяемые согласно указаниям п. 4.12, должны быть сжимающими и по величине не менее 10 кгс/см²; выполнение этого требования должно обеспечиваться на уровне центра тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечений.

Указанное требование обеспечивается с помощью предварительно-напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней). В этом случае требуемая величина сжимающего напряжения в бетоне, вызванная влиянием предварительного напряжения поперечной арматуры ($\sigma_{yн}$), определяется по формуле

$$\sigma_{y\,н} = 10 + \frac{\tau_{xy}}{\sigma_x - 10} - \sigma_{y\,м}\ , \qquad (250)$$

где $\sigma_{yн}$, σ_x, τ_{xy}, $\sigma_{yм}$ — принимаются в кгс/см² и определяются согласно пп. 4.12—4.15; при этом напряжения $\sigma_{yм}$, σ_x подставляются в формулу (250) со знаком «плюс», если они сжимающие, и со знаком «минус», если растягивающие.

Использование формулы (250) рекомендуется лишь в том случае, если при найденной по ней величине $\sigma_{yн}$ наклонные трещины образуются, т. е. при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с $n>1$ не выполняются условия (202) и (203). В противном случае значение $\sigma_{yн}$ может быть снижено таким образом, чтобы удовлетворить указанным условиям.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 37. Дано: балка покрытия — по рис. 56; продольная арматура из канатов класса К-7 (∅ 12 мм) (R_{aII}=17 000 кгс/см²); предварительное напряжение в арматуре A (при $m_т$=1) σ_{02}= =6400 кгс/см²; с учетом всех потерь и $m_т$=0,9 усилие предварительного обжатия N_{02}=52 тс, при $m_т$=1 усилие N_{02}=58 тс; эксцентрицитет усилия предварительного обжатия $e_{0н}$=42 см; момент от постоянных и длительных нагрузок (при n=1) $M_{дл}$=30 тс·м; конструкция эксплуатируется на открытом воздухе (требования к трещиностойкости 2-й категории); остальные данные — по примеру 35.

Требуется рассчитать балку по закрытию нормальных трещин.

Расчет. Проверяем условия закрытия трещин (244) и (248).

Определяем по формуле (245) момент закрытия трещин $M_{з.т}$.

$$M_{з.\,т} = N_{02}\ (e_{0\,н} + r_я) - 10W_0 = 52 \cdot 10^3\ (42 + 32{,}5) -$$

$$- 10 \cdot 69000 = 31{,}8 \cdot 10^5 \text{ кгс·см},$$

т. е. $M_{дл}$ = 30 тс·м < $M_{з.\,т}$ = 31,8 тс·м и условие (244) удовлетворяется.

Для проверки условия (248) используем определение величины σ_a в примере 35 по вычислению кратковременного раскрытия нормальных трещин: с учетом коэффициента $\varphi_п$ σ_a=1857 кгс/см².

$$\sigma_{02} + \sigma_a = 6400 + 1857 = 8257 \text{ кгс/см}^2 < 0{,}65\ R_{a\,II} =$$

$$= 0{,}65 \cdot 17000 = 11050 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. условие (248) удовлетворяется, что гарантирует от возникновения необратимых деформаций в арматуре. Таким образом, при постоянных и длительных нагрузках трещины, образовавшиеся при полной нагрузке, закрыты.

Пример 38. Дано: плита покрытия — по рис. 50; с учетом всех потерь и $m_т=0{,}9$ усилие предварительного обжатия $N_{02}=13{,}5$ тс; при $m_т=1$ усилие $N_{02}=15$ тс, предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь (при $m_т=1$) $\sigma_{02}=3320$ кгс/см^2; эксцентрицитет усилия N_{02} относительно центра тяжести сечения $e_{0н}=16{,}5$ см; потери от усадки и ползучести бетона $\sigma_п=1680$ кгс/см^2; момент от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок: при $n>1$ $M_р=3{,}3$ тс·м, при $n=1$ $M_п=2{,}6$ тс·м, момент от постоянных и длительных нагрузок при $n=1$ $M_{дл}=2{,}1$ тс·м; плита эксплуатируется в условиях сильно агрессивной среды (2-я категория трещиностойкости); остальные данные — по примеру 30.

Требуется рассчитать плиту по закрытию трещин.

Расчет. Из примера 30 известно, что при $m_т=1$ *и с учетом верхних трещин* $M_т=3{,}17$ тс·м. При коэффициенте $m_т=0{,}9$ момент $M_т$ снизится. Следовательно, $M_т<M_р=3{,}3$ тс·м, трещины в растянутой зоне образуются и при действии постоянных и длительных нагрузок они должны быть закрыты (зажаты).

Проверяем условие (244). Для этого уточняем значение N_{02} в связи с наличием верхних трещин, умножая его на коэффициент $1{,}1\times(1-\theta)<1$

$$N_{02}=1{,}1\ (1-0{,}215)\ 13{,}5=11{,}6\ \text{тс}$$

($\theta=0{,}215$ — см. пример 30).

Определяем величину $r_я$, как для упругого материала:

$$r_я=\frac{W_0}{F_п}=\frac{3260}{555}=5{,}9\ \text{см}.$$

Момент закрытия трещин $M_{з.т}$ определяем по формуле (245)

$$M_{з.\,т}=N_{02}\ (e_{0\,н}+r_я)-10\,W_0=$$

$$=11600\ (16{,}5+5{,}9)-10\cdot3260=227200\ \text{кгс·см}=2{,}27\ \text{тс·м}>$$

$$>M_{дл}=2{,}1\ \text{тс·м},$$

т. е. условие (244) выполняется.

Проверяем условия (248) и (249). Для этого находим напряжение в арматуре $\sigma_а$ от действия момента $M_п$. Расчет производим по формуле (232).

Из примера 34 известно, что $\gamma'=0{,}68$; $\mu n=0{,}154$. Уточняем значение N_{02}, умножая его на коэффициент $(1-\theta)$,

$$N_{02}=15000\ (1-0{,}215)=11800\ \text{кгс},$$

$$M_з=M+N_{02}\,e_{а.\,н}=260000+11800\cdot0{,}5=265900\ \text{кгс·см},$$

$$\frac{e_{а.\,с}}{h_0}=\frac{M_з}{N_{02}\,h_0}=\frac{265900}{11800\cdot30}=0{,}75.$$

Для нахождения коэффициента $k_т$ примем по табл. 38 ближайшие значения γ' и μn ($\gamma'=0{,}7$ и $\mu n=0{,}15$).

Из табл. 38 получаем $k_т=0{,}05$. *Напряжение* $\sigma_а$ *на уровне центра тяжести арматуры* A равно:

$$\sigma_а=\frac{M_з}{(F_н+F_а)\,h_0}\cdot k_т=\frac{265900}{(4{,}91+0{,}79)30}\ 0{,}05=78\ \text{кгс}.$$

Напряжение σ_a на уровне нижнего ряда арматуры определяем с учетом коэффициента $\varphi_п$ ($\varphi_п = 1{,}18$—см. пример 34):

$$\sigma_a = 78 \cdot 1{,}18 = 92 \text{ кгс/см}^2 < R_{a\,II},$$

т. е. выполняется условие (249).

Приращение напряжений σ_a в предварительно-напряженной арматуре при $\varphi_п = 1$, равно: $\sigma_a = 78$ кгс.

Полное напряжение в предварительно-напряженной арматуре с учетом верхних трещин

$$\sigma_{02}\,(1-\theta) + \sigma_a = 3320\,(1-0{,}215) + 78 = 2685 \text{ кгс/см}^2 <$$
$$< 0{,}8\,R_{a\,II} = 0{,}8 \cdot 6000 = 4800 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. условие (248) выполняется.

Таким образом, трещины при действии постоянных и длительных нагрузок закрыты.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.28(4.22). Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций вычисляют по формулам строительной механики, определяя входящие в них величины кривизны в соответствии с указаниями пп. 4.30—4.38.

Величина кривизны и деформаций железобетонных элементов отсчитывается от их начального состояния, т. е. от состояния до обжатия.

4.29(4.23). Величина кривизны определяется:

а) для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, т е. выполняется условия (182), либо они закрыты, т. е. выполняются условия (244), (248) и (249), — как для сплошного тела;

б) для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси, т. е. не выполняются условия (182), (248), (249), — как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

Элементы или участки элементов рассматриваются без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок; при этом нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом перегрузки $n = 1$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА УЧАСТКАХ БЕЗ ТРЕЩИН В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

4.30(4.24). На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов должна определяться по формуле[1]

---

[1] *При ограничении прогибов по эстетическим требованиям кривизна* $\frac{1}{\rho_к}$ в формуле (251) принимается равной нулю.

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_к} + \frac{1}{\rho_д} - \frac{1}{\rho_в} - \frac{1}{\rho_{в\cdot п}}, \qquad (251)$$

где $\frac{1}{\rho_к}$ и $\frac{1}{\rho_д}$ — кривизны соответственно от кратковременных нагрузок (определяемых согласно указаниям п. 1.10) и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок (без учета усилия N_0), определяемые по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{Mc}{0{,}85\, E_б\, I_п}; \qquad (252)$$

здесь c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый равным: при действии кратковременных нагрузок — $c=1$; при действии постоянных и длительных, а также многократно повторяющихся нагрузок:

а) в условиях эксплуатации конструкций при влажности воздуха окружающей среды выше 40%—$c=2$;

б) то же, 40% и ниже—$c=3$;

$\frac{1}{\rho_в}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0\, e_{0\,н}}{0{,}85\, E_б\, I_п}; \qquad (253)$$

$\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\frac{1}{\rho_{в.\,п}} = \frac{\varepsilon_п - \varepsilon'_п}{h_0}; \qquad (254)$$

здесь $\varepsilon_п$ и $\varepsilon'_п$ — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона по формулам

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{2\cdot 10^6}; \quad \varepsilon'_п = \frac{\sigma'_п}{2\cdot 10^6}. \qquad (255)$$

Величина $\sigma_п$ (в кгс/см^2) принимается численно равной сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8, 9 табл. 4 для арматуры растянутой зоны, а $\sigma'_п$ — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона (т. е. $\sigma'_п$ определяется как при наличии, так и отсутствии арматуры в сжатой зоне).

При определении $\sigma_п$ и $\sigma'_п$ напряжения в бетоне $\sigma_б$ находятся по формуле (11) соответственно на уровне центра тяжести арматуры

A и крайнего сжатого волокна бетона. Потери от усадки бетона при определении $\sigma'_{п}$ принимаются равными нулю, если в стадии изготовления в зоне, растянутой от действия усилия N_{01}, образуются трещины; в этом случае $\varepsilon'_{п}=0$.

Сумму $\frac{1}{\rho_{в}}+\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ при определении кривизны по формуле (251) допускается принимать не менее $(N_{02}e_{0н}c_{дл})/(0{,}85\,E_{б}I_{п})$, где $c_{дл}$ — значение коэффициента c при действии постоянных и длительных нагрузок.

В случае, когда моменты M и $N_{02}e_{0н}$ имеют одинаковые направления вращения (например, на защемленных опорах неразрезных балок), кривизны $\frac{1}{\rho_{в}}$ и $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ в формулу (251) вводятся со знаком «плюс».

4.31(4.25). При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.8) величины $\frac{1}{\rho_{к}}$, $\frac{1}{\rho_{д}}$ и $\frac{1}{\rho_{в}}$, определенные по формулам (252) и (253), должны быть увеличены на 15%, а величина $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$, определенная по формуле (254), — на 25%.

4.32(4.26). На участках, где образуются нормальные трещины, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, величины кривизн $\frac{1}{\rho_{к}}$, $\frac{1}{\rho_{в}}$, $\frac{1}{\rho_{д}}$, входящие в формулу (251), увеличиваются на 20%.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА УЧАСТКАХ С ТРЕЩИНАМИ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

4.33(4.27). На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{0c}\geqslant 0{,}8\,h_{0}$ [e_{0c} — см. условие (228)] элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений должны определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M_{э}}{h_{0}z_{1}}\left[\frac{\psi_{а}}{E_{а}F_{н}+E_{а}F_{а}}+\frac{\psi_{б}}{(\gamma'+\xi)\,b\,h_{0}\,E_{б}\,\nu}\right]-\frac{N_{с}\,\psi_{а}}{h_{0}\,(E_{а}F_{н}+E_{а}F_{а})}, \qquad (256)$$

где $M_{э}$ — момент (заменяющий) относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры A, от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, и от усилия предварительного обжатия N_{0}, вычисляемый по формулам:

для изгибаемых элементов (рис. 57)

$$M_{э}=\pm M\pm N_{0}\,e_{а.\,н}, \qquad (257)$$

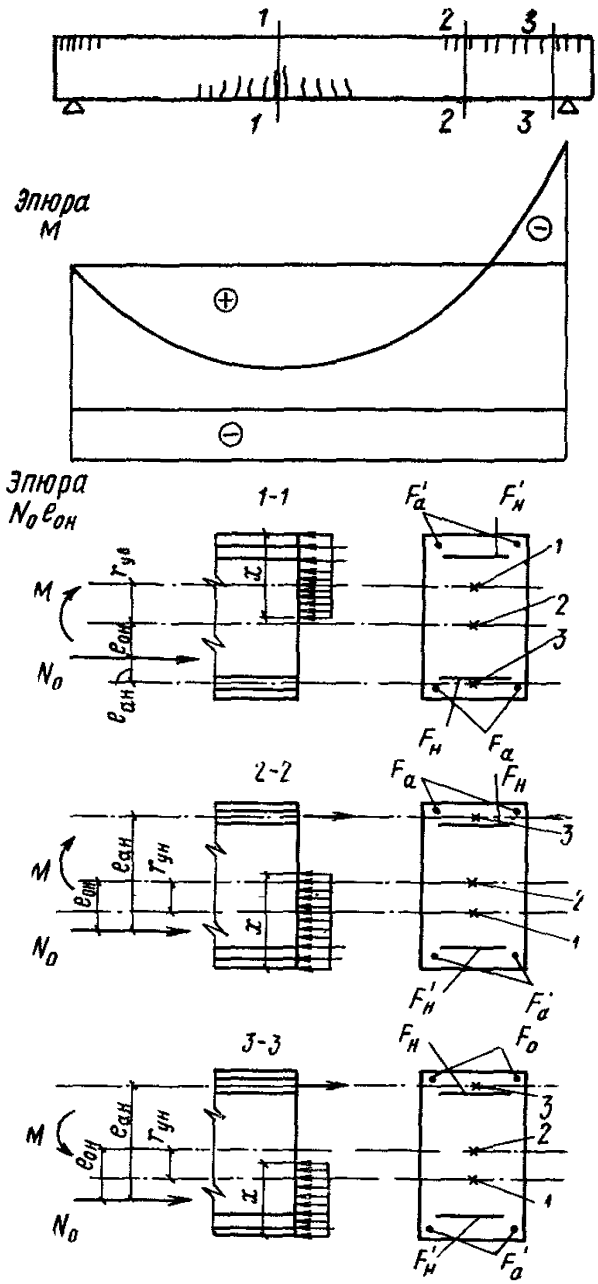


Рис. 57. Определение заменяющего момента $M_з$ и коэффициента m для изгибаемого элемента

сечение 1 — 1: $M_з = M + N_0\, e_{а.\,н}$; $m = \dfrac{R_{рII}\, W_т^н}{M - N_0\,(e_{0\,н} + r_{у.\,в})}$;

сечение 2 — 2: $M_з = N_0\, e_{а.\,н} - M$; $m = \dfrac{R_{рII}\, W_т^в}{N_0\,(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) - M}$;

сечение 3 — 3: $M_з = N_0\, e_{а.н} + M$; $m = \dfrac{R_{рII}\, W_т^в}{N_0\,(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) + M}$;

1 — ядровая точка; *2* — центр тяжести площади приведенного сечения; *3* — центр тяжести площади арматуры *A*

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_{\text{э}} = \pm N e_{\text{a}} \pm N_0 e_{\text{a. н}}, \qquad (258)$$

при этом знак определяется направлением вращения моментов; за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре A (рис. 57);

$N_{\text{с}}$ — равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0:

$$N_{\text{с}} = N_0 \pm N, \qquad (259)$$

в формуле (259) растягивающее усилие N принимается со знаком «минус»; при этом к внецентренно растянутым элементам относятся элементы, растянутые усилием $N_{\text{с}}$; в формулу (256) усилие $N_{\text{с}}$ подставляется со своим знаком;

z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по указаниям п. 4.34;

$\psi_{\text{а}}$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами и определяемый по указаниям п. 4.35;

$\psi_{\text{б}}$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами, принимаемый равным 0,9;

γ' — коэффициент, определяемый по формуле (263);

$\xi = \dfrac{x}{h_0}$ — определяется согласно указаниям п. 4.34;

ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый равным: при кратковременном действии нагрузки — $\nu = 0{,}45$;

при длительном действии нагрузки:

а) в условиях эксплуатации конструкций при влажности воздуха окружающей среды[1] выше 40% — $\nu = 0{,}15$;

б) то же, 40% и ниже — $\nu = 0{,}1$.

При определении кривизны элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.8) значение N_0 снижается путем умножения на коэффициент, равный $(1-\theta)$, где θ — см. п. 4.9.

При применении арматуры A, располагаемой в несколько рядов по высоте сечения, кривизны определяются в предположении, что все стержни сосредоточены на уровне центра тяжести этой арматуры.

4.34(4.28). Величина ξ вычисляется по формуле

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1+5\,(L+T)}{10\,\mu\,n}} \pm \frac{1{,}5+\gamma'}{11{,}5\,\dfrac{e_{\text{a. с}}}{h_0} \mp 5}, \qquad (260)$$

но принимается не более 1.

[1] Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно п. 1.6.

Для второго слагаемого правой части формулы (260) верхние знаки принимаются при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии N_c (см. п. 4.33).

$$L = \frac{M_з}{b h_0^2 R_{пр\,II}}; \tag{261}$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_п}{2 h_0}\right); \tag{262}$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\, h'_п + \dfrac{n F'_н + n F'_а}{2\nu}}{b h_0}; \tag{263}$$

$$\mu n = \frac{F_н n + F_а n}{b h_0}; \tag{264}$$

$e_{а.с}$ — эксцентрицитет силы N_c относительно центра тяжести площади сечения арматуры A; соответствует заменяющему моменту $M_з$ (см. п. 4.33) и определяется по формуле

$$e_{а.\,с} = \left| \frac{M_з}{N_c} \right|. \tag{265}$$

В формуле (260) величина $e_{а\,с}/h_0$ для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов принимается не менее 0,5.

Величина z_1 вычисляется по формуле

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]. \tag{266}$$

Для внецентренно сжатых элементов величина z_1 должна приниматься не более 0,97 $e_{а.с}$.

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулы (262), (263) и (266) вместо величины $h'_п$ подставляются величины $2a'$ или $h'_п = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры A'.

Определение ξ, z_1 и $1/\rho$ для сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < h'_п/h_0$ производят как прямоугольных шириной $b'_п$, принимая:

$$\gamma' = 0;$$

$$\mu n = \frac{F_н n + F_а n}{b'_п h_0};$$

$$L = \frac{M_з}{b'_п h_0^2 R_{пр\,II}}.$$

Расчетная ширина полки $b'_п$ определяется согласно указаниям п. 3.16.

Если соблюдается условие

$$\xi < \frac{a'}{h_0}, \tag{267}$$

величины γ', ξ, z_1 и $1/\rho$ следует определять без учета арматуры A'.

4.35(4.29). Величина коэффициента ψ_a определяется по формуле

$$\psi_a = 1{,}25 - s\,m - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\,m)\ e_{a.\,c}/h_0}, \tag{268}$$

но принимается не более 1; при этом следует принимать $e_{a.c}/h_0 \geqslant 1{,}2/s$.

В формуле (268):

s — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый равным:

при кратковременном действии нагрузки:

а) для стержневой арматуры:

гладкой — 1;

периодического профиля — 1,1;

б) для проволочной арматуры — 1;

при длительном действии нагрузки — 0,8;

$$m = \frac{R_{p\,II}\,W_т}{\left| \pm M^{я}_{в} \mp M^{я}_{об} \right|}, \tag{269}$$

но не более 1;

здесь $W_т$ — см. п. 4.6;

$M^{я}_{в}$ и $M^{я}_{об}$ — см. п. 4.5; при этом за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре A (см. рис. 57).

4.36. Кривизны $\frac{1}{\rho}$ внецентренно растянутых элементов ($N > N_0$) с эксцентрицитетом $e_{0c} < 0{,}8\ h_0$ [e_{0c} — см. условие (228) п. 4.20] на участках с нормальными трещинами в растянутой зоне определяются по формуле[1]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{N_c\,e_{a.\,c}}{z_a^2}\left(\frac{\psi_a}{E_a F_н + E_a F_a} + \frac{\psi'_a}{E_a F'_п + E_a F'_a}\right) + \\ + \frac{N_c\,\psi_a}{z_a\,(E_a F_н + E_a F_a)}, \tag{270}$$

где N_c — равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0, равная:

$$N_c = N - N_0, \tag{271}$$

$e_{a\,c}$ — эксцентрицитет силы N_c относительно центра тяжести площади сечения арматуры A, определяемый по формуле

$$e_{a.\,c} = \frac{N\,e_a + N_0\,e_{a.\,н}}{N_c}, \tag{272}$$

[1] При центральном растяжении арматура A располагается у одной из граней элемента, арматура A' — у противоположной; при этом $1/\rho = 0$.

z_a — расстояние между центрами тяжести площадей арматура A и A';

ψ_a и ψ'_a — коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона между трещинами, соответственно для арматуры A и A';

Если силы N_c или N приложены между центрами тяжести площадей арматуры A и A', то в формулах (270) и (272) соответствующие эксцентрицитеты $e_{a.c}$ или e_a принимаются со знаком «минус».

Значения коэффициентов ψ_a и ψ'_a вычисляются по формулам:

$$\psi_a = 1 - s\,\frac{N_{c.\,т}}{N_c}\,; \qquad (273)$$

$$\psi'_a = 1 - s\,\frac{N'_{c.\,т}}{N_c}\,. \qquad (274)$$

В формулах (273) и (274):

$N_{c.т}$ — усилие, приложенное в той же точке, что и сила N_c, соответствующее образованию трещин в более растянутой зоне сечения;

$N'_{c.т}$ — то же, в менее растянутой зоне сечения;

s — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый равным:

а) при кратковременном действии нагрузки $s=0{,}7$;

б) при длительном действии нагрузки $s=0{,}35$.

Отношение $N_{c.т}/N_c$ в формулах (273) и (274) принимается не более единицы. При эксцентрицитете $0{,}8\,h_0 > e_{0c} > y - a$, (где y — расстояние от более растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения) коэффициент ψ'_a определяется по формуле (274) при отношении $N'_{c.\,т}/N_c$, равном единице.

Значения $N_{c.т}$ и $N'_{c.т}$ определяются по формулам:

$$N_{c.т} = \frac{R_{р\,II}\,W^{н}_{т}}{e_{0\,c} + r_{у.\,в}}\,; \quad N'_{c.т} = \frac{R_{р\,II}\,W^{в}_{т}}{|e_{0\,c} - r_{у.\,н}|}\,, \qquad (275)$$

где $W^{н}_{т}$, $W^{в}_{т}$, $r_{у.в}$, $r_{у.н}$ — см. п. 4.7.

4.37(4.30). Полная величина кривизны $\frac{1}{\rho}$ для участка с трещинами в растянутой зоне должна определяться по формуле[1]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} - \frac{1}{\rho_{в.\,п}}\,, \qquad (276)$$

где $\frac{1}{\rho_1}$ — кривизна от кратковременного действия всей нагрузки,

[1] При ограничении прогибов по эстетическим требованиям кривизны $\frac{1}{\rho_1}$ и $\frac{1}{\rho_2}$ в формуле (276) принимаются равными нулю. Формулой (276) нельзя пользоваться при определении полной кривизны элементов, рассчитываемых на выносливость (см. п. 4.38).

на которую производится расчет по деформациям согласно указаниям п. 1.17;

$\frac{1}{\rho_2}$ — кривизна от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\frac{1}{\rho_3}$ — кривизна от длительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле (254) с учетом указаний п. 4.31.

Кривизны $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ определяются по формулам (256) и (270); при этом $\frac{1}{\rho_1}$ и $\frac{1}{\rho_2}$ вычисляются при величинах ψ_a и ν, отвечающих кратковременному действию нагрузки, а кривизна $\frac{1}{\rho_3}$ — при ψ_a и ν, отвечающих длительному действию нагрузки. Если величины $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ оказываются отрицательными, то они принимаются равными нулю.

Если моменты от внешних нагрузок и от усилия N_0 относительно центра тяжести арматуры A имеют одинаковое направление вращения (например, на защемленной опоре неразрезной балки), кривизна $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ в формулу (276) вводится со знаком «плюс».

4.38. Полная величина кривизны $\frac{1}{\rho}$ для участка с трещинами в растянутой зоне элементов, рассчитываемых на выносливость, при действии многократно повторяющейся нагрузки определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} + \frac{1}{\rho_4} - \frac{1}{\rho_{в.\,п}}, \qquad (277)$$

где $\frac{1}{\rho_1}$ и $\frac{1}{\rho_2}$ — то же, что в формуле (276), с учетом многократно повторяющейся нагрузки;

$\frac{1}{\rho_3}$ — кривизна от длительного действия постоянных и длительных нагрузок без учета многократно повторяющейся нагрузки; определяют согласно пп. 4.33—4.35, принимая коэффициенты ψ_a и $\psi_б$ равными единице;

$\frac{1}{\rho_4}$ — кривизна от длительного действия многократно повторяющейся нагрузки; определяют согласно пп. 4.33—4.35, принимая коэффи-

циенты ψ_a и $\psi_б$ равными единице и коэффициент ν равным 0,3;

$\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ — см. п. 4.30

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ

4.39(4.31). Прогиб $f_м$, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f_м = \int_0^l \overline{M}\,(x)\ \frac{1}{\rho}\,(x)\ dx, \qquad (278)$$

где $\overline{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\frac{1}{\rho}(x)$ — полная величина кривизны элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб.

При определении прогиба в середине пролета балочных элементов формула (278) может быть приведена к виду

$$f_м = \frac{l^2}{12\,n^2}\left[\frac{1}{\rho_{0\,л}} + \frac{1}{\rho_{0\,п}} + 6\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} i\left(\frac{1}{\rho_{i\,л}} + \frac{1}{\rho_{i\,п}}\right) + (3n-2)\ \frac{1}{\rho_c}\right], \qquad (279)$$

где $\frac{1}{\rho_{i\,л}}$ и $\frac{1}{\rho_{i\,п}}$ — кривизны элемента в сечении i, симметричном сечению i' (рис. 58), и в середине пролета $\left(\frac{1}{\rho_c}\right)$;

$\frac{1}{\rho_{0\,л}}$ и $\frac{1}{\rho_{0п}}$ — кривизны элемента соответственно на левой и правой опорах;

n — четное число равных участков, на которые разделяется пролет элемента, число n рекомендуется принимать не менее 6.

В формулах (278) и (279) кривизны $1/\rho$ определяются по формулам (276), (277) и (251) соответственно для участков с трещинами и без трещин; знак $1/\rho$ принимается в соответствии с эпюрой кривизн.

При определении прогибов статически неопределимых конструкций рекомендуется учитывать перерас-

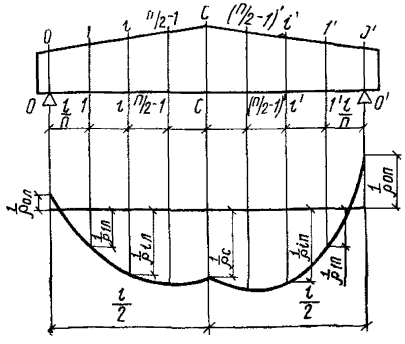


Рис. 58. Эпюра кривизн в железобетонном элементе с переменным по длине сечением

пределение моментов, вызванное образованием трещин и неупругими деформациями бетона, согласно указаниям «Руководства по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций».

4.40(4.32, 4.33). Для изгибаемых элементов при $l/h < 10$ необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб f равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба $f_м$ и деформацией сдвига f_Q.

Прогиб f_Q, обусловленный деформацией сдвига, определяется по формуле

$$f_Q = \int_0^l \overline{Q}\,(x)\;\gamma_c\,(x)\;c\,dx, \qquad (280)$$

где $\overline{Q}(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной в сечении, где определяется прогиб;

$\gamma_c(x)$ — деформация сдвига, определяемая по формуле

$$\gamma_{c\,(x)} = \frac{1{,}5\,Q\,(x)}{G\,b\,h}\;\beta\,(x), \qquad (281)$$

здесь $Q(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки;

G — модуль сдвига бетона (см. п. 2.13);

$\beta(x)$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным:

на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, — 1;

на участках, где имеются только наклонные к продольной оси элемента трещины, — 4,8;

на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, — по формуле

$$\beta\,(x) = \frac{3\,E_б\,I_п}{M\,(x)}\;\;\frac{1}{\rho}\;(x). \qquad (282)$$

В формуле (282):

$M(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$ — соответственно момент от внешней нагрузки и полная кривизна в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб, при ее кратковременном действии;

c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по п. 4.30.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

4.41. Относительные деформации ε_0 (удлинение или укорочение) в направлении продольной оси элементов определяются следующим образом.

1. Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с **двухзначной** эпюрой напряжений в сечении ε_0 определяют:

а) на участках без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N_0 \pm N}{2\nu E_б F_п} \pm \frac{M \pm N_0 e_{0н}}{0{,}85 E_б I_п} c y_0, \qquad (283)$$

где c — см. п. 4.30;
ν — см. п. 4.33;

б) на участках с трещинами элементов, указанных в п. 4.33, по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_{б.с}(h_0 - y_б) - \varepsilon_{а.с} y_б}{h_0}, \qquad (284)$$

где $\varepsilon_{а.с}$ и $\varepsilon_{б.с}$ — соответственно средние величины относительного удлинения арматуры и относительного укорочения крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами, определяемые по формулам

$$\varepsilon_{а.с} = \frac{\psi_а}{E_а (F_н + F_а)} \left(\frac{M_з}{z_1} - N_с\right), \qquad (285)$$

$$\varepsilon_{б.с} = \frac{\psi_б M_з}{z_1 (\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}; \qquad (286)$$

в) на участках внецентренно растянутых элементов, указанных в п. 4.36, по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon'_{а.с}(z_а - y'_а) - \varepsilon_{а.с} y'_а}{z_а}, \qquad (287)$$

где

$$\varepsilon_{а.с} = \frac{N_с (e_{а.с} + z_а)}{E_а (F_н + F_а) z_а} \psi_а, \qquad (288)$$

$$\varepsilon'_{а.с} = \frac{N_с e_{а.с}}{E_а (F'_н + F'_а) z_а} \psi'_а. \qquad (289)$$

Обозначения в формулах (283)—(289) те же, что в пп. 4.33, 4.34 и 4.36.

2. Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с **однозначной** эпюрой в сечении ε_0 определяют:

а) на участках внецентренно сжатых элементов без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N_0 \pm N}{2\nu E_б F_п} \pm \frac{N e_0 - N_0 e_{0н}}{2\nu E_б I_п} y_0; \qquad (290)$$

б) на участках внецентренно сжатых элементов, в которых от действия полной нагрузки образуются трещины в растянутой зоне, ε_0 находится по формуле (290) с последующим увеличением на 20%;

в) на участках внецентренно растянутых элементов при отсутствии трещин

$$\varepsilon_0 = -\frac{(N - N_0) c}{0{,}85 E_б F_п} \pm \frac{N e_0 - N_0 e_{0н}}{0{,}85 E_б I_п} c y_0, \qquad (291)$$

г) то же, при наличии трещин

$$\varepsilon_0 = -\frac{\varepsilon_{a.c}\, y'_a + \varepsilon'_{a.c}\,(z_a - y'_a)}{z_a}, \qquad (292)$$

где $\varepsilon_{a.c}$, $\varepsilon'_{a.c}$ — определяются по формулам (288), (289); при этом в выражении для $\varepsilon_{a.c}$ значение $e_{a.c}$ принимается со знаком «минус».

В формулах настоящего пункта:

$y_б$, y'_a — расстояние до рассматриваемого волокна соответственно от крайнего сжатого волокна и от центра тяжести арматуры A';

y_0 — то же, от центра тяжести приведенного сечения;

деформации ε_0 со знаком «плюс» отвечают укорочению и со знаком «минус» — удлинению.

При одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок порядок вычисления ε_0 аналогичен определению полной кривизны согласно п. 4.37.

4.42. Укорочение (удлинение) элементов на уровне рассматриваемого волокна определяется по формуле

$$\Delta l = \frac{l}{n} \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{0\,i}, \qquad (293)$$

где ε_{0i} — относительные продольные деформации в сечении, расположенном по середине участка длиной l_i,

n — число участков, на которые разбивается длина элемента l.

Прогибы ферм определяются по формуле

$$f = \Sigma\, \overline{N}_i\, \Delta\, l_i, \qquad (294)$$

где $\overline{N}_i$ — продольная сила в i-м стержне фермы от действия единичной силы по направлению искомого перемещения фермы, приложенной в сечении по длине элемента, для которого определяется прогиб;

Δl_i — укорочение (удлинение) i-го стержня фермы, определяемое по формуле (293) на уровне центра тяжести сечения.

4.43. Контрольный прогиб элемента, замеряемый при испытании, т. е. фактическое перемещение под действием только контрольной нагрузки от состояния, вызванного действием собственного веса и усилия предварительного обжатия, для железобетонных элементов с трещинами (в растянутой, сжатой или в той и другой зонах) определяется по формуле

$$f = f_1 \pm f_2, \qquad (295)$$

где f_1 — полный прогиб элемента от действия всей внешней нагрузки (контрольной и собственного веса) и усилия предварительного обжатия; вычисляется согласно указаниям пп. 4.39—4.40, 4.45—4.46;

f_2 — выгиб (принимается со знаком «плюс», рис. 59,*а*) или прогиб (принимается со знаком «минус», рис. 59,*б*) от собственного веса и усилия предварительного обжатия; при этом, если от совместного действия усилия предварительного обжатия и собственного веса растянута верхняя зона балки и в этой зоне имеются начальные трещины, величина f_2 определяется, как для элементов с трещинами в растянутой зоне (т. е. рассматривается балка в перевернутом положении); величина f_2 вычисляется по значениям кривизн, опре-

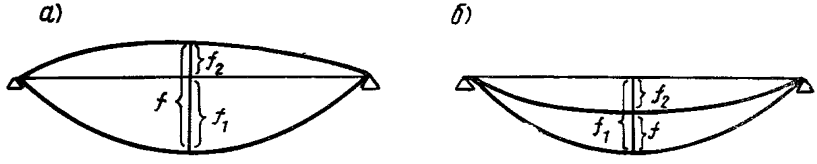


Рис. 59. Определение контрольного прогиба f, замеряемого при испытании
а — при наличии перед началом испытания выгиба f_2; *б* — при наличии перед началом испытания прогиба f_3

деленным согласно пп. 4.30—4.32 при отсутствии трещин в растянутой зоне и по пп. 4.33—4.35 или п. 4.45 — при их наличии.

При определении f_1 и f_2 рекомендуется не учитывать кривизну $1/\rho_{в.п}$ [так как при расчете по формуле (295) члены с $1/\rho_{в.п}$ взаимно уничтожаются].

Если при действии всей внешней нагрузки трещины отсутствуют в растянутой зоне и, кроме того, отсутствуют начальные трещины в сжатой зоне, контрольный прогиб f определяется по формуле

$$f = \frac{M_{конт}}{0{,}85\, E_б\, I_п}\, S l^2, \qquad (296)$$

где $M_{конт}$ — момент от контрольной нагрузки (внешней нагрузки без учета собственного веса);
S — см. табл. 42.

ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ

4.44. Прогибы железобетонных изгибаемых элементов постоянного сечения, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше 40%, заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие

$$l/h_0 \leqslant \lambda_{гр}, \qquad (297)$$

где $\lambda_{гр}$ — граничное отношение пролета элемента к рабочей высоте сечения, определяемое по табл. 39.

При $l/h < 10$ прогибы заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие (298), учитывающее влияние поперечных сил на деформации элемента,

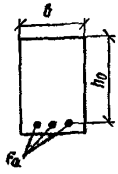
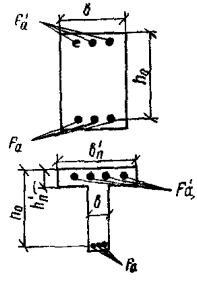
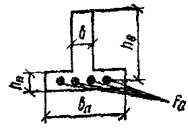
$$l/h_0 + 18 : l/h_0 \leqslant \lambda_{гр}. \qquad (298)$$

Табличные значения $\lambda_{гр}$ отвечают длительному действию равномерно распределенной нагрузки на свободно опертую балку при предельно допустимом прогибе, равном $l/200$. Причем для элементов, армированных стержневой арматурой, $\lambda_{гр}$ определено при электротермическом способе натяжения, армированных проволочной арматурой — при механическом способе натяжения арматуры на упоры; значения σ_0 без учета потерь соответствуют максимально допустимым величинам (см. п. 1.21); значения σ_{02} приняты с учетом допустимых отклонений p и всех видов потерь, указанных в табл. 4.

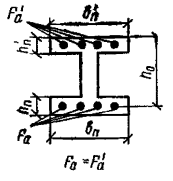
Если предельно допустимые прогибы (см. п. 1.17) меньше $l/200$, табличные значения $\lambda_{гр}$ должны быть уменьшены в $(1/200 : f/l)$ раз (например, при $f/l = 1/300$ в 1,5 раза, при $f/l = 1/400$ в 2 раза).

Примечание. Если нагрузка отличается от равномерно распределенной, значения коэффициента $\lambda_{гр}$ могут быть увеличены путем умножения его табличных значений на отношение $\left(\frac{5}{48} : S\right)$, где S — коэффициент, принимаемый по табл. 42 в зависимости от схемы загружения.

Таблица 39

Форма сечения	γ'	γ	Значения $\lambda_{гр}$ при значениях μn, равных					
			0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,2
	0	0	25/16	18/14	13/15	11/16	12/17	13/17
	0,2	0	28/18	19/14	13/10	11/12	10/12	10/13
	0,4	0	30/20	21/15	14/8	9/9	9/9	9/10
	0,6	0	35/25	25/16	17/8	10/8	9/8	8/9
	0,8	0	40/27	30/18	19/9	12/8	11/10	9/12
	1	0	45/30	35/19	21/9	12/10	11/14	11/15
	0	0,2	27/18	21/15	14/17	12/17	14/18	16/18
	0	0,4	28/19	22/15	15/18	13/18	15/19	17/19
	0	0,6	29/20	25/16	16/19	14/19	16/20	18/27

Продолжение табл. 39

Форма сечения	γ'	γ	Значения $\lambda_{гр}$ при значениях μn, равных					
			0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,2
	0	0,8	30 / 21	27 / 16	17 / 20	15 / 20	17 / 21	19 / 22
	0	1	31 / 22	29 / 16	17 / 21	15 / 21	17 / 22	19 / 23
	0,2	0,2	30 / 16	22 / 13	18 / 14	13 / 15	12 / 16	13 / 17
	0,4	0,4	32 / 20	28 / 15	20 / 13	15 / 14	12 / 15	12 / 16
	0,6	0,6	36 / 25	29 / 16	22 / 13	17 / 15	14 / 16	12 / 17
	0,8	0,8	40 / 30	34 / 19	27 / 14	20 / 13	15 / 14	13 / 15
	1	1	45 / 30	37 / 21	30 / 15	23 / 13	17 / 14	15 / 17

Примечание. Значения $\lambda_{гр}$, находящиеся над чертой, применяются при армировании стержневой арматурой, под чертой — проволочной.

$$\gamma' = \frac{(b'_{п} - b)\, h'_{п} + \dfrac{n F'_{н} + n F'_{а}}{2\nu}}{b h_0};$$

$$\gamma = \frac{(b_{п} - b)\, h_{п}}{b h_0};$$

$$\mu n = \frac{F_{н} + F_{а}}{b h_0} \cdot \frac{E_{а}}{E_{б}}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ

4.45. Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше

40%, кривизну на участках с трещинами ($M_в^я > M_т$) в растянутой зоне допускается определять по формуле[1]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_з - k_2\, b\, h^2\, R_{р\,II} - k_з\, N_с\, (y_A + r_у)}{k_1\, (E_а\, F_н + E_а\, F_а) h_0^2}, \qquad (299)$$

где $M_з$ и $N_с$ — см. п. 4.33;
$r_у$ — см. п. 4.5;
y_A — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести сечения арматуры A;
k_1, k_2, $k_з$ — коэффициенты, определяемые по табл. 40 и 41.

Полную кривизну для указанных выше элементов допускается определять по формуле[2]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{(E_а\, F_н + E_а\, F_а)\, h_0^2} \times$$

$$\times \left[\frac{M_{з.\,кр}}{k_{1\,кр}} + \frac{M_{з.\,дл} - k_{2\,дл}\, b\, h^2\, R_{р\,II} - k_{з\,дл}\, N_с\, (y_A + r_у)}{k_{1\,дл}} \right] - \qquad (300)$$

$$- \frac{1}{\rho_{в.\,п}}.$$

Здесь $M_{з.кр}$ и $M_{з.дл}$ — заменяющие моменты, определяемые, согласно указаниям п. 4.33, соответственно от кратковременных нагрузок (см. п. 1.10), от длительного действия постоянных и длительных нагрузок;
$k_{1кр}$, $k_{1дл}$, $k_{2дл}$, $k_{3дл}$ — коэффициенты k_1, k_2 и $k_з$, отвечающие соответственно кратковременному или длительному действию нагрузки;
$\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ — см. пп. 4.30, 4.31.

При определении кривизны элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне усилие $N_с$ определяется с учетом снижения величины N_0 согласно п 4.33.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ

4.46. Для изгибаемых элементов при $l/h \geqslant 10$ полный прогиб принимается равным прогибу $f_м$, обусловленному деформацией изгиба.

Прогиб $f_м$ изгибаемых элементов определяется следующим образом.

а) Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, — по формуле

---

[1] Определение кривизны по формуле (299) для указанных элементов соответствует расчету по формулам (256)—(269).

[2] Определение полной кривизны по формуле (300) соответствует расчету по формуле (276). При ограничении прогибов по эстетическим требованиям момент $M_{з\,кр}$ в формуле (300) принимается равным нулю.

Таблица 40

	γ	γ'	Коэффициент k_1 при значениях μn, равных																Коэффициент k_2 при значениях μn, равных				
			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,1	0,13	0,15	0,17	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,04	0,04—0,08	0,08—0,15	0,15—0,3	0,3—0,5
Длительное действие нагрузки	0	0	0,43	0,39	0,36	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,1	0,1	0,07	0,04	0	0
	0	0,2	0,49	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,31	0,29	0,27	0,25	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,09	0,05	0	0
	0	0,4	0,52	0,49	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,4	0,38	0,35	0,33	0,31	0,26	0,24	0,22	0,2	0,18	0,17	0,13	0,1	0,06	0,02	0
	0	0,6	0,54	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,39	0,37	0,35	0,31	0,28	0,25	0,23	0,22	0,2	0,13	0,11	0,08	0,02	0
	0	0,8	0,56	0,53	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,4	0,38	0,35	0,32	0,29	0,27	0,25	0,23	0,14	0,12	0,09	0,04	0
	0	1,0	0,57	0,54	0,52	0,51	0,5	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,42	0,41	0,38	0,35	0,32	0,3	0,28	0,26	0,15	0,13	0,1	0,06	0
	0,2	0	0,47	0,40	0,36	0,33	0,31	0,3	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,11	0,1	0,15	0,12	0,08	0,03	0
	0,4	0	—	0,42	0,36	0,33	0,31	0,3	0,28	0,26	0,22	0,21	0,2	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,1	0,1	0,18	0,16	0,13	0,06	0,02
	0,6	0	—	0,43	0,37	0,33	0,31	0,3	0,27	0,25	0,22	0,21	0,2	0,18	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,2	0,19	0,17	0,09	0,03
	0,8	0	—	—	0,38	0,33	0,3	0,29	0,27	0,24	0,22	0,21	0,2	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,23	0,22	0,2	0,12	0,05
	1,0	0	—	—	0,4	0,33	0,3	0,29	0,27	0,24	0,22	0,2	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,25	0,24	0,23	0,14	0,06
	0,2	0,2	0,51	0,45	0,43	0,40	0,38	0,37	0,36	0,34	0,3	0,28	0,26	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,16	0,13	0,08	0,04	0
	0,4	0,4	—	0,53	0,49	0,47	0,45	0,43	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,3	0,26	0,23	0,21	0,2	0,18	0,17	0,2	0,19	0,14	0,07	0,03
	0,6	0,6	—	—	0,53	0,50	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38	0,36	0,34	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,2	0,24	0,22	0,2	0,12	0,04
	0,8	0,8	—	—	—	0,53	0,5	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38	0,37	0,34	0,31	0,29	0,26	0,25	0,23	—	0,25	0,24	0,19	0,08
	1,0	1,0	—	—	—	0,61	0,53	0,5	0,48	0,45	0,43	0,4	0,39	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,27	0,26	—	0,26	0,25	0,2	0,12
Кратковременное действие нагрузки	0	0	0,64	0,59	0,56	0,53	0,51	0,5	0,49	0,46	0,43	0,41	0,4	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,17	0,14	0,09	0,02	0
	0	0,2	0,72	0,66	0,63	0,61	0,59	0,58	0,57	0,56	0,53	0,51	0,49	0,46	0,43	0,4	0,37	0,35	0,33	0,31	0,21	0,18	0,11	0,03	0
	0	0,4	0,76	0,69	0,66	0,65	0,63	0,62	0,61	0,6	0,59	0,57	0,56	0,53	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,23	0,2	0,14	0,04	0
	0	0,6	0,79	0,71	0,69	0,67	0,65	0,64	0,63	0,63	0,62	0,61	0,6	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42	0,25	0,21	0,16	0,05	0
	0	0,8	0,82	0,73	0,7	0,68	0,67	0,66	0,65	0,65	0,64	0,63	0,63	0,61	0,58	0,56	0,53	0,5	0,48	0,46	0,26	0,23	0,17	0,06	0
	0	1,0	0,84	0,74	0,71	0,69	0,68	0,67	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,63	0,61	0,59	0,56	0,54	0,52	0,5	0,27	0,24	0,18	0,07	0
	0,2	0	0,74	0,6	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,27	0,23	0,16	0,07	0
	0,4	0	—	0,63	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,35	0,31	0,25	0,14	0,03
	0,6	0	—	0,81	0,59	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,36	0,39	0,32	0,2	0,08
	0,8	0	—	—	0,63	0,55	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,45	0,4	0,38	0,25	0,12
	1,0	0	—	—	0,84	0,57	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,27	0,25	0,5	0,46	0,44	0,29	0,15
	0,2	0,2	0,79	0,67	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,55	0,52	0,5	0,48	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31	0,27	0,24	0,17	0,08	0
	0,4	0,4	—	0,77	0,69	0,66	0,64	0,62	0,61	0,58	0,56	0,55	0,54	0,52	0,48	0,45	0,43	0,4	0,38	0,37	0,39	0,37	0,3	0,16	0,04
	0,6	0,6	—	—	0,76	0,7	0,67	0,65	0,64	0,61	0,58	0,57	0,56	0,55	0,53	0,5	0,47	0,45	0,43	0,41	0,5	0,46	0,44	0,28	0,11
	0,8	0,8	—	—	—	0,76	0,71	0,68	0,66	0,64	0,61	0,59	0,58	0,57	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	—	0,6	0,57	0,41	0,21
	1,0	1,0	—	—	—	0,92	0,76	0,71	0,69	0,66	0,63	0,61	0,6	0,58	0,57	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48	—	0,72	0,7	0,55	0,31

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b)\, h'_{\text{п}} + \dfrac{n F'_{\text{н}} + n F'_{\text{а}}}{2\nu}}{b h_0}\ ;\quad \gamma = \frac{(b_{\text{п}} - b)\, h_{\text{п}}}{b h_0}\ ;$$

$$\mu n = \frac{E_{\text{а}} F_{\text{н}} + E_{\text{а}} F_{\text{а}}}{b h_0 E_{\text{б}}}\ .$$

Таблица 41

Длительное действие нагрузки	ν	ν'	Коэффициент $k_э$ при значениях μn, равных																	
			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,1	0,13	0,15	0,17	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
	0	0	1,12	1,08	0,99	0,91	0,87	0,83	0,79	0,75	0,7	0,66	0,63	0,59	0,54	0,5	0,47	0,45	0,42	0,41
	0	0,2	1,19	1,14	1,07	0,99	0,95	0,88	0,84	0,79	0,74	0,69	0,66	0,62	0,57	0,53	0,5	0,47	0,44	0,42
	0	0,4	1,25	1,19	1,15	1,07	0,99	0,93	0,89	0,84	0,79	0,73	0,69	0,65	0,61	0,57	0,54	0,49	0,46	0,43
	0	0,6	1,29	1,24	1,2	1,12	1,05	0,97	0,93	0,89	0,83	0,77	0,73	0,69	0,65	0,6	0,57	0,52	0,47	0,44
	0	0,8	1,32	1,27	1,23	1,15	1,09	1,02	0,97	0,92	0,87	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	0,59	0,54	0,49	0,45
	0	1,0	1,34	1,3	1,25	1,19	1,13	1,06	1	0,95	0,9	0,86	0,8	0,74	0,7	0,65	0,61	0,56	0,51	0,46
	0,2	0	1,2	1,1	1	0,92	0,88	0,84	0,8	0,77	0,73	0,7	0,66	0,62	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42
	0,4	0	—	1,14	1,02	0,95	0,91	0,87	0,83	0,8	0,76	0,72	0,69	0,64	0,58	0,54	0,5	0,47	0,45	0,43
	0,6	0	—	1,18	1,06	0,98	0,94	0,9	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,66	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,44
	0,8	0	—	—	1,08	1,02	0,97	0,93	0,9	0,86	0,82	0,77	0,73	0,68	0,61	0,56	0,52	0,49	0,47	0,45
	1,0	0	—	—	1,13	1,05	0,99	0,95	0,92	0,88	0,84	0,79	0,75	0,7	0,63	0,58	0,54	0,5	0,48	0,46
	0,2	0,2	1,38	1,21	1,08	0,97	0,92	0,88	0,84	0,8	0,75	0,71	0,66	0,62	0,57	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41
	0,4	0,4	—	1,4	1,26	1,17	1,08	0,99	0,9	0,84	0,78	0,73	0,68	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43
	0,6	0,6	—	—	1,39	1,28	1,19	1,1	0,99	0,91	0,82	0,76	0,71	0,67	0,61	0,57	0,53	0,5	0,48	0,45
	0,8	0,8	—	—	—	1,39	1,29	1,19	1,08	0,98	0,87	0,81	0,76	0,71	0,65	0,59	0,55	0,52	0,5	0,47
	1,0	1,0	—	—	—	1,51	1,41	1,3	1,19	1,06	0,94	0,87	0,82	0,76	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49

Продолжение табл. 41

	γ	γ'	Коэффициенты k_3 при значениях μn, равных																	
			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,1	0,13	0,15	0,17	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
Кратковременное действие нагрузки	0	0	1,15	1,11	1,07	1,04	1,01	0,99	0,97	0,94	0,9	0,88	0,86	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,7	0,68
	0	0,2	1,17	1,14	1,09	1,06	1,03	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,89	0,87	0,84	0,82	0,79	0,77	0,74	0,72
	0	0,4	1,19	1,16	1,11	1,08	1,05	1,03	1,02	0,98	0,95	0,94	0,92	0,9	0,87	0,85	0,83	0,8	0,78	0,76
	0	0,6	1,2	1,17	1,12	1,09	1,07	1,05	1,03	1	0,97	0,96	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79
	0	0,8	1,21	1,18	1,13	1,1	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,97	0,96	0,94	0,91	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81
	0	1,0	1,23	1,19	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,03	1	0,98	0,97	0,95	0,92	0,9	0,88	0,86	0,84	0,83
	0,2	0	1,19	1,16	1,12	1,09	1,06	1,03	1,01	0,97	0,93	0,91	0,88	0,86	0,82	0,78	0,75	0,73	0,7	0,68
	0,4	0	—	1,22	1,19	1,15	1,11	1,07	1,04	0,99	0,95	0,92	0,9	0,87	0,83	0,79	0,76	0,73	0,71	0,69
	0,6	0	—	1,27	1,24	1,2	1,16	1,12	1,08	1,03	0,98	0,94	0,92	0,88	0,84	0,8	0,77	0,74	0,71	0,69
	0,8	0	—	—	1,31	1,26	1,22	1,16	1,12	1,06	1	0,97	0,94	0,9	0,85	0,81	0,77	0,74	0.72	0,7
	1,0	0	—	—	1,35	1,31	1,27	1,21	1,17	1,1	1,02	0,99	0,96	0,92	0,86	0,82	0,78	0,75	0,72	0,7
	0,2	0,2	1,28	1,21	1,14	1,1	1,07	1,04	1,02	0,99	0,95	0,93	0,92	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74
	0,4	0,4	—	1,29	1,22	1,16	1,12	1,09	1,07	1,03	0,99	0,97	0,95	0,93	0,9	0,87	0,85	0,82	0,8	0,79
	0,6	0,6	—	—	1,3	1.23	1,18	1,14	1,11	1,07	1,03	1,01	0,99	0,96	0,93	0,9	0,88	0,86	0,84	0,82
	0,8	0,8	—	—	—	1,28	1,23	1,19	1,15	1,1	1,06	1,03	1,01	0,99	0,95	0,93	0,9	0,88	0,86	0,85
	1,0	1,0	—	—	—	1,34	1,29	1,23	1,19	1,14	1,08	1,06	1,04	1,01	0,98	0,95	0,92	0,9	0,88	0,87

$$f_{\text{м}} = \frac{1}{\rho_{\text{с}}} S l^2, \qquad (301)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{с}}}$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб; вычисляется согласно п. 4.30 при отсутствии трещин в растянутой зоне и по пп. 4.37, 4.38, 4.45 — при их наличии.

Для свободно опертых балок прогиб также может быть определен по формуле

$$f_{\text{м}} = \left[S \left(\frac{1}{\rho_{\text{с}}} + \frac{1}{\rho_{\text{в}}} + \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{1}{\rho_{\text{в}}} + \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}} \right) \right] l^2, \qquad (302)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{в}}}$ и $\frac{1}{\rho_{\text{в. п}}}$ — см. п. 4.30; при этом допускается вычислять $\frac{1}{\rho_{\text{в}}}$ и $\frac{1}{\rho_{\text{в. п}}}$ при значении N_0, соответствующем сечению с наибольшим изгибающим моментом.

$\frac{1}{\rho_{\text{с}}}$ — то же, что и в формуле (301),

S — см. табл. 42.

б) Для элементов с защемленными опорами — по формуле

$$f_{\text{м}} = \left[\frac{1}{\rho_{\text{с}}} S - 0{,}5 \left(\frac{1}{\rho_{0.\,\text{л}}} + \frac{1}{\rho_{0.\,\text{п}}} \right) \left(\frac{1}{8} - S \right) \right] l^2, \qquad (303)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{с}}}, \frac{1}{\rho_{0.\text{л}}}, \frac{1}{\rho_{0.\text{п}}}$ — кривизна элемента соответственно в середине пролета, на левой и на правой опорах;

S — коэффициент, определяемый по табл. 42, как для элементов с шарнирными опорами.

в) Если прогиб, определенный по подпункту «а», превышает допустимый, то его значение рекомендуется уточнить за счет учета переменной по длине элемента жесткости; при этом наличие участков без трещин по длине свободно опертых балок (рис. 60) учитывается формулой

$$f_{\text{м}} = \left[m_1 \frac{1}{\rho_{\text{с}}} + (S - m_1) \frac{1}{\rho_{\text{с. у}}} - m_2 \left(\frac{1}{\rho_{\text{в}}} + \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}} \right) \right] l^2, \qquad (304)$$

где m_1, m_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 43 в зависимости от вида нагрузки и величины отношения $M_{\text{т}}/M_{\text{п}}$;

$M_{\text{п}}$ — изгибающий момент в середине пролета от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

$\frac{1}{\rho_{\text{с}}}, \frac{1}{\rho_{\text{в}}}, \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}}$ — то же, что и в подпункте «а»;

$\frac{1}{\rho_{\text{с.у}}} = \frac{M_c}{0{,}85 E_{\text{б}} I_{\text{п}}}$ — кривизна элемента в середине пролета, определенная, как для сплошного упругого тела, от нагрузки, при которой определяется прогиб.

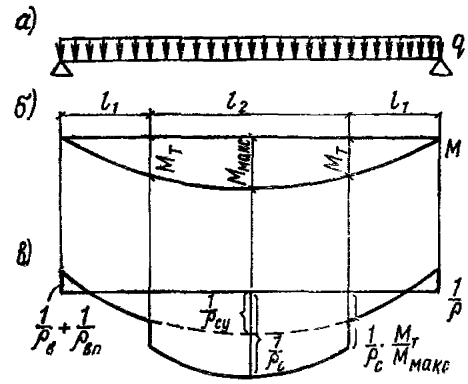
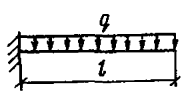
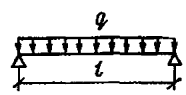
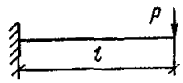
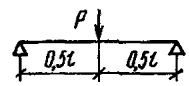
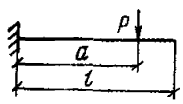
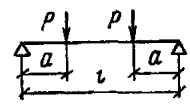


Рис. 60. Эпюры изгибающих моментов и кривизны в предварительно-напряженном железобетонном элементе постоянного сечения, имеющем трещины

а — расчетная схема; *б* — эпюра изгибающих моментов *M*; *в* — эпюра кривизны $1/\rho$; l_1 — участки без трещин; l_2 — участок с трещинами

Таблица 42

Схема загружения консольной балки	Коэффициент *S*	Схема загружения свободно опертой балки	Коэффициент *S*
	1/4		5/48
	1/3		1/12
	$\frac{a}{6l}\left(3-\frac{a}{l}\right)$		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6l^2}$

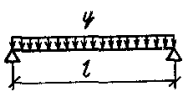
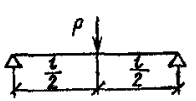
$$f_м = \frac{1}{\rho_c} S l^2.$$

Примечание. При загружении элемента одновременно по нескольким схемам из представленных в табл. 42 коэффициент *S* равен

$$S = \frac{S_1 M_1 + S_2 M_2 + \ldots}{M_1 + M_2},$$

где S_1 и M_1, S_2 и M_2 и т. д. — соответственно коэффициент *S* и наибольший изгибающий момент для каждой схемы загружения. В этом случае в формуле прогиба $f_м$ величина $1/\rho_c$ определяется при значении *M*, равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы загружения.

Таблица 43

Схема загружения	Значения коэффициентов m_1/m_2 для определения прогибов при отношении $M_т/M_п$, равном													
	1	0,98	0,96	0,94	0,92	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7	0,6	0,5	0,3	0
	0 0,125	0,033 0,107	0,044 0,1	0,053 0,094	0,059 0,09	0,064 0,085	0,075 0,077	0,082 0,069	0,087 0,062	0,091 0,056	0,097 0,046	0,1 0,037	0,103 0,02	0,104 0
	0 0,125	0,005 0,12	0,01 0,115	0,014 0,11	0,018 0,106	0,023 0,101	0,032 0,09	0,041 0,08	0,048 0,07	0,055 0,061	0,065 0,045	0,073 0,031	0,081 0,011	0,083 0

Более точно величина $f_м$ может быть найдена по формуле (305) за счет учета как участков без трещин, так и переменной жесткости на участке с трещинами.

г) Для элементов переменного сечения, а также в тех случаях, когда требуется более точное, чем по формулам (301) — (304), определение прогибов, а сами элементы и нагрузка симметричны относительно середины пролета, прогиб $f_м$ определяется по формуле

$$f_м = \frac{l^2}{216}\left(\frac{1}{\rho_0} + 6\,\frac{1}{\rho_1} + 12\,\frac{1}{\rho_2} + 8\,\frac{1}{\rho_c}\right), \qquad (305)$$

где $\frac{1}{\rho_0}$, $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$, $\frac{1}{\rho_c}$ — кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $^1/_6\ l$ от опоры, на расстоянии $^1/_3\ l$ от опоры и в середине пролета; значения кривизны подсчитываются со своими знаками согласно эпюре кривизн.

Входящие в выражения (302)—(305) значения кривизны определяются по формулам (276), (277), (300) при наличии трещин в растянутой зоне и по формуле (251) при их отсутствии.

4.47. Для коротких элементов ($l/h<10$) постоянного сечения, работающих, как свободно опертые балки, полный прогиб определяется по формуле

$$f = f_м\,[1 + k\,(h/l)^2]. \qquad (306)$$

В формуле (306):

$f_м$ — прогиб, обусловленный деформацией изгиба, вычисленный согласно п. 4.46;

k — коэффициент, учитывающий влияние на прогиб элемента поперечных сил и принимаемый равным:

при отсутствии как нормальных, так и наклонных трещин, т. е. при выполнении условий (182), (202) и (203),

$$k = 0{,}5/S; \qquad (307)$$

при наличии нормальных или наклонных трещин, а также одновременно тех и других

$$k = 1{,}5/S, \qquad (308)$$

где S — коэффициент, определяемый по табл. 42.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 39. Дано: плита покрытия — по рис. 50; расчетный пролет плиты $l=5{,}7$ м, нагрузка равномерно распределенная; от постоянной и длительной нагрузки для половины сечения плиты $q_{дл}=1{,}47$ тс/м, потери напряжения от усадки и ползучести бетона на уровне предварительно-напряженной арматуры (поз. 6, 8 и 9 табл. 4) $\sigma_п=1680$ кгс/см^2; влажность воздуха ниже 40%; прогиб ограничивается эстетическими требованиями; остальные данные — по примеру 30.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Из примера 30 известно, что в стадии изготовления в верхней зоне плиты образуются трещины. Момент трещинообразования в нижней зоне с учетом верхних трещин $M_т = 3{,}17$ тс·м $< M_п = 6{,}6$ тс·м, т. е. плита работает с трещинами в растянутой зоне.

Так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями, расчет ведем на действие постоянных и длительных нагрузок

$$M_{дл} = \frac{q_{дл} l^2}{8} = \frac{1{,}47 \cdot 5{,}7^2}{8} = 6 \text{ тс·м}.$$

Уточняем значение N_{02} в связи с наличием верхних трещин, умножая его на величину $(1-\theta)$. ($\theta = 0{,}215$ — из примера 30).

$$N_{02} = 15\ (1 - 0{,}215) = 11{,}8 \text{ тс}.$$

Кривизну элемента в середине пролета определяем по формуле (256), так как приближенные способы не распространяются на случаи расчета при влажности воздуха ниже 40% (сухой влажностный режим):

$$M_з = M + N_{02}\, e_{а.\,н} = 600\,000 + 11\,800 \cdot 0{,}5 = 605\,900 \text{ кгс·см}$$

$$(e_{а.\,н} = y_ц - e_{0\,н} - a = 22 - 16{,}5 - 5 = 0{,}5 \text{ см});$$

$$N_с = N_{02} = 11{,}8 \text{ тс}.$$

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны ξ и плечо z_1 согласно п. 4.34. Для этого находим величины

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7;$$

$$\mu n = \frac{F_н + F_а}{b h_0}\, n = \frac{4{,}91 + 0{,}79}{9{,}5 \cdot 30}\, 7{,}7 = 0{,}154;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\, h'_п + \dfrac{n F'_а}{2\nu}}{b h_0} =$$

$$= \frac{(47{,}5 - 9{,}5)\ 5 + \dfrac{7{,}7 \cdot 0{,}503}{2 \cdot 0{,}1}}{9{,}5 \cdot 30} = 0{,}74;$$

($\nu = 0{,}1$, так как влажность воздуха ниже 40% и длительное действие нагрузки);

$$\frac{e_{а.\,с}}{h_0} = \frac{M_з}{N_{02} h_0} = \frac{605\,900}{11\,800 \cdot 30} = \frac{51{,}4}{30} = 1{,}71;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_п}{2 h_0}\right) = 0{,}74 \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 30}\right) = 0{,}68;$$

$$L = \frac{M_з}{b h_0^2 R_{пр\,II}} = \frac{605\,900}{9{,}5 \cdot 30^2 \cdot 170} = 0{,}417;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\ (L + T)}{10\ \mu\ n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\ \dfrac{e_{a.\,c}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\ (0{,}417 + 0{,}68)}{10 \cdot 0{,}154}} + \frac{1{,}5 + 0{,}74}{11{,}5 \cdot 1{,}71 - 5} = 0{,}33.$$

Так как

$$\xi = 0{,}33 > h_п'/h_0 = 5/30 = 0{,}167,$$

расчет продолжаем, как для таврового сечения.

Плечо внутренней пары сил z_1 равно:

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_п'}{h_0}\ \gamma' + \xi^2}{2\ (\gamma' + \xi)} \right] =$$

$$= 30 \left[1 - \frac{\dfrac{5}{30}\ 0{,}74 + 0{,}33^2}{2\ (0{,}74 + 0{,}33)} \right] = 26{,}7 \text{ см}.$$

Определяем коэффициент m по формуле (269).

$$M_{об}^{я} = N_{02}\ (e_{0\,н} + r_{ув}) = 11\,800\ \ (16{,}5 + 4{,}7) = 250\,000 \text{ кгс·см}.$$

$$M_{в}^{я} = M_{дл} = 600\,000 \text{ кгс·см}.$$

$$m = \frac{R_{р\,II}\ W_т}{M_{в}^{я} - M_{об}^{я}} = \frac{15 \cdot 5700}{600\,000 - 250\,000} = 0{,}24;$$

$$\frac{e_{a.\,c}}{h_0} = 1{,}71 > \frac{1{,}2}{s} = \frac{1{,}2}{0{,}8} = 1{,}5;$$

$$\psi_a = 1{,}25 - s\,m - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\,m)\ \dfrac{e_{a.\,c}}{h_0}} =$$

$$= 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 0{,}24 - \frac{1 - 0{,}24^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}24)\ 1{,}71} = 0{,}88$$

(s=0,8 как для длительного действия нагрузки);

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_з}{h_0\ z_1} \left[\frac{\psi_a}{E_a\ F_н'' + E_a\ F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\ b h_0\ E_б\ \nu} \right] -$$

$$- \frac{N_{02}\ \psi_a}{h_0\ (E_a\ F_н + E_a\ F_a)} = \frac{605\,900}{30 \cdot 26{,}7} \left[\frac{0{,}88}{2 \cdot 10^6\ (4{,}91 + 0{,}79)} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}9}{(0{,}74 + 0{,}33) 9{,}5 \cdot 30 \cdot 2{,}6 \cdot 10^5 \cdot 0{,}1} \right] - \frac{11\,800 \cdot 0{,}88}{30 \cdot 2 \cdot 10^6\ (4{,}91 + 0{,}79)} =$$

$$= 114 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Определяем кривизну $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ согласно п. 4.30.

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{E_а} = \frac{1680}{2\cdot10^6} = 840\cdot10^{-6},$$

$\varepsilon'_п = 0$, так как в верхней зоне элемента имеются трещины от обжатия.

$$\frac{1}{\rho_{в.\,п}} = \frac{\varepsilon_п}{h_0} = \frac{840\cdot10^{-6}}{30} = 28\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1}.$$

В связи с наличием верхних трещин $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$ увеличиваем на 25%.

Окончательно $\frac{1}{\rho_{в.\,п}} = 28\cdot10^{-6}\cdot1{,}25 = 35\cdot10^{-6}$ см$^{-1}$.

Полная кривизна в середине пролета равна:

$$\frac{1}{\rho_с} = \frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_{в.\,п}} = (114-35)\ 10^{-6} = 79\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1}.$$

Так как $l/h = 570/35 = 16{,}3 > 10$, полный прогиб определяем по формуле (301)

$$f = f_м = \frac{1}{\rho_с} S l^2 = 79\cdot10^{-6}\ \frac{5}{48}\ 570^2 = 2{,}67\ \text{см} > f_{доп} = 2{,}5\ \text{см}$$

($f_{доп} = 2{,}5$ см согласно табл. 3).

Поскольку вычисленный прогиб больше предельно допустимого, определяем его более точно по формуле (304). Для этого находим величины $\frac{1}{\rho_{с.\,у}}$ и $\frac{1}{\rho_в}$.

$$\frac{1}{\rho_{с.\,у}} = \frac{Mc}{0{,}85\,E_б\,I_п} = \frac{600\,000\cdot3}{0{,}85\cdot2{,}6\cdot10^5\cdot71\,800} = 114\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1}$$

($c = 3$, так как влажность воздуха ниже 40%).

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_{02}\,e_{0\,н}}{0{,}85\,E_б\,I_п} = \frac{15000\cdot16{,}5}{0{,}85\cdot2{,}6\cdot10^5\cdot71800} = 15{,}7\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1}$$

(в данном случае N_{02} из-за наличия верхних трещин не снижается, так как их влияние учитывается путем увеличения $\frac{1}{\rho_в}$ на 15%).

С учетом верхних трещин

$$\frac{1}{\rho_{с.\,у}} = 114\cdot10^{-6}\cdot1{,}15 = 131\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1};$$

$$\frac{1}{\rho_в} = 15{,}7\cdot10^{-6}\cdot1{,}15 = 18\cdot10^{-6}\ \text{см}^{-1};$$

$$f = f_{\text{м}} = \left[m_1 \frac{1}{\rho_{\text{с}}} + (S - m_1) \frac{1}{\rho_{\text{с. у}}} - m_2 \left(\frac{1}{\rho_{\text{в}}} + \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}}\right)\right] l^2 =$$

$$= \left[0{,}1 \cdot 79 + \left(\frac{5}{48} - 0{,}1\right) 131 - 0{,}035\ (18 + 35)\right] 10^{-6} \cdot 570^2 =$$

$$= 2{,}14 \text{ см} < f_{\text{доп}} = 2{,}5 \text{ см}$$

$m_1 = 0{,}1$ и $m_2 = 0{,}035$ — из табл. 43 при

$$M_{\text{т}}/M_{\text{п}} = 3{,}17/6{,}6 = 0{,}48).$$

Пример 40. Дано: плита покрытия — по рис. 50; расчетный пролет плиты $l = 5{,}7$ м; нагрузка равномерно распределенная, в середине пролета момент от полной нагрузки $M_{\text{п}} = 6{,}6$ тс·м, от постоянной и длительной нагрузки $M_{\text{дл}} = 6$ тс·м, усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и влияния верхних трещин $N_{02} = 11{,}8$ тс; потери напряжения от усадки и ползучести бетона на уровне предварительно-напряженной арматуры (поз. 6, 8, 9 табл. 4) $\sigma_{\text{п}} = 1680$ кгс/см^2; влажность воздуха выше 40%, прогиб ограничивается эстетическими требованиями; остальные данные — по примеру 30.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Определяем необходимость вычисления прогиба плиты. Для этого находим величины l/h_0, γ' и μn:

$$\frac{l}{h_0} = \frac{570}{30} = 19;$$

$$n = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}6 \cdot 10^5} = 7{,}7;$$

$$\mu n = \frac{F_{\text{н}} + F_{\text{а}}}{b h_0} n = \frac{4{,}91 + 0{,}79}{9{,}5 \cdot 30} 7{,}7 = 0{,}154;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b) h'_{\text{п}} + \frac{n F'_{\text{а}}}{2\nu}}{b h_0} = \frac{(47{,}5 - 9{,}5) 5 + \frac{7{,}7 \cdot 0{,}503}{2 \cdot 0{,}15}}{9{,}5 \cdot 30} =$$

$$= 0{,}71$$

($\nu = 0{,}15$, так как влажность воздуха выше 40% и расчет ведется на длительное действие нагрузки).

При $\mu n = 0{,}154$ и $\gamma' = 0{,}71$ $\lambda_{\text{гр}} \approx 10 < l/h_0 = 19$, т. е. расчет по деформациям необходим. Кривизну элемента $1/\rho$ в середине пролета определяем по упрощенной формуле (299), для чего используем уже найденные значения μn и γ'. По данным значениям μn и γ' из табл. 40 и 41 находим значения коэффициентов: $k_1 = 0{,}4$; $k_2 = 0{,}03$, $k_3 = 0{,}78$.

$$\lambda_{\text{гр}} \approx 10$$

$$M_{\text{з}} = M + N_{02} e_{\text{а. н}} = 600\,000 + 11{,}800 \cdot 0{,}5 = 605\,900 \text{ кгс·см}$$

$$(e_{а.\,н} = y_ц - e_{0\,н} - a = 22 - 16{,}5 - 5 = 0{,}5 \text{ см}),$$

$$y_А = y_ц - a = 22 - 5 = 17 \text{ см};$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_э - k_2\, b\, h^2\, R_{р\,II} - k_3\, N_{02}\, (y_А + r_у)}{k_1\, E_а\, (F_н + F_а)\, h_0^2} =$$

$$= \frac{605\,900 - 0{,}03 \cdot 9{,}5 \cdot 35^2 \cdot 15 - 0{,}78 \cdot 11\,800\, (17 + 4{,}7)}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^6\, (4{,}91 + 0{,}79)\, 30^2} =$$

$$= 99 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Определяем по формуле (254) кривизну $\frac{1}{\rho_{в.\,п}}$.

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{E_а} = \frac{1680}{2 \cdot 10^6} = 840 \cdot 10^{-6}.$$

$\varepsilon'_п = 0$, так как в верхней зоне элемента имеются трещины обжатия.

$$\frac{1}{\rho_{в.\,п}} = \frac{\varepsilon_п}{h_0}\, 1{,}25 = \frac{840 \cdot 10^{-6}}{30}\, 1{,}25 = 35 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

(коэффициент 1,25 учитывает увеличение $1/\rho_{в.п}$ в связи с наличием верхних трещин). Полная кривизна в середине пролета равна:

$$\frac{1}{\rho_с} = \frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_{в.\,п}} = (99 - 35) \cdot 10^{-6} = 64 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб плиты определяем по формуле (301)

$$f = f_м = \frac{1}{\rho_с}\, S\, l^2 = 64 \cdot 10^{-6}\, \frac{5}{48}\, 570^2 = 2{,}16 \text{ см} < f_{доп} = 2{,}5 \text{ см}$$

($f_{доп} = 2{,}5$ см принят согласно табл. 3), т. е. прогиб плиты меньше предельно допустимого.

Пример 41. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения: $h = 28$ см, $b = 25$ см, $a = a' = 4$ см; продольная растягивающая сила от постоянных и длительных нагрузок $N_{дл} = 98$ тс, момент от этих нагрузок $M_{дл} = 3$ тс·м, предварительное напряжение с учетом всех потерь $N_{02} = 80$ тс; остальные данные — по примеру 29.

Требуется определить кривизну элемента и продольное осевое относительное удлинение.

Расчет. $h_0 = 28 - 4 = 24$ см.

Определяем эксцентрицитеты внешней продольной силы $N_{дл}$, усилия предварительного обжатия N_{02} и равнодействующей $N_с$ относительно центра тяжести приведенного сечения и центра тяжести площади сечения арматуры A.

$$N_с = N_{дл} - N_{02} = 98 - 80 = 18 \text{ тс};$$

$$e_0 = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} = \frac{3 \cdot 10^5}{98 \cdot 10^3} = 3{,}06 \text{ см};$$

$$e_а = y_ц - a - e_0 = 14 - 4 - 3{,}06 = 6{,}94 \text{ см};$$

$$e_{0\,с} = \frac{M_{дл}}{N_с} = \frac{3 \cdot 10^5}{18 \cdot 10^3} = 16{,}7 \text{ см};$$

$$e_{\text{а. н}} = y_{\text{ц}} - a = 14 - 4 = 10 \text{ см};$$

$$e_{\text{а. с}} = \frac{-N e_{\text{а}} + N_{02} e_{\text{а. н}}}{N_{\text{с}}} = \frac{-98 \cdot 10^3 \cdot 6{,}94 + 80 \cdot 10^3 \cdot 10}{18 \cdot 10^3} =$$

$$= 6{,}7 \text{ см}$$

(при вычислении $e_{\text{а.с}}$ знак «минус» принят потому, что усилие N приложено между центрами тяжести арматуры A и A').

Так как $N > N_{02}$ и $e_{0\text{с}} = 16{,}7$ см $< 0{,}8\, h_0 = 0{,}8 \cdot 24 = 19{,}2$ см, расчет производим согласно указаниям п. 4.36.

Определяем коэффициенты $\psi_{\text{а}}$ и $\psi'_{\text{а}}$.

Так как $e_{0\text{с}} > y_{\text{ц}} - a = 10$ см, то коэффициент $\psi'_{\text{а}}$ определяется по формуле (274) при $N'_{\text{с. т}}/N_{\text{с}} = 1$.

$$\psi'_{\text{а}} = 1 - s \frac{N'_{\text{с. т}}}{N_{\text{с}}} = 1 - 0{,}35 \cdot 1 = 0{,}65$$

Для определения коэффициента $\psi_{\text{а}}$ находим значение $N_{\text{с.т}}$.:

$$N_{\text{с. т}} = \frac{R_{\text{р II}} W_{\text{т}}}{e_{0\,\text{с}} + r_{\text{у. в}}} = \frac{20 \cdot 6820}{16{,}7 + 4{,}57} =$$

$$= 6{,}41 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

($W_{\text{т}}$ и $r_{\text{у в}}$ определены в примере 29).

$$\frac{N_{\text{с. т}}}{N_{\text{с}}} = \frac{6{,}41 \cdot 10^3}{18 \cdot 10^3} = 0{,}36;$$

$$\psi_{\text{а}} = 1 - s \frac{N_{\text{с. т}}}{N_{\text{с}}} = 1 - 0{,}35 \cdot 0{,}36 = 0{,}874;$$

$$z_{\text{а}} = h_0 - a = 24 - 4 = 20 \text{ см}.$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{N_{\text{с}} e_{\text{а. с}}}{z_{\text{а}}^2} \left(\frac{\psi_{\text{а}}}{E_{\text{а}} F_{\text{н}}} + \frac{\psi'_{\text{а}}}{E_{\text{а}} F'_{\text{н}}} \right) + \frac{N_{\text{с}} \psi_{\text{а}}}{z_{\text{а}} E_{\text{а}} F_{\text{н}}} =$$

$$= \frac{18 \cdot 10^3 \cdot 6{,}7}{20^2} \left(\frac{0{,}874}{2 \cdot 10^6 \cdot 12{,}32} + \frac{0{,}65}{2 \cdot 10^6 \cdot 12{,}32} \right) + \frac{18 \cdot 10^3 \cdot 0{,}874}{20 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 12{,}32} =$$

$$= 5{,}1 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Так как сечение симметричное и усилие N_{02} приложено центрально, $\frac{1}{\rho_{\text{в. п}}} = 0$, и полная кривизна $\frac{1}{\rho} = 5{,}1 \cdot 10^{-5}$ см$^{-1}$.

Осевое относительное удлинение ε_0 определяем согласно указаниям п. 4.41.

Так как усилие $N_{\text{с}}$ приложено за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры A и A', то арматура A' сжата, т. е. эпюра напряжений в сечении двузначная.

Величину ε_0 определяем по формуле (287) при $y'_{\text{а}} = \frac{h}{2} - a' =$ $= 14 - 4 = 10$ см.

$$\varepsilon_{а.\,с}=\frac{N_с\,(e_{а.\,с}+z_а)}{E_а\,F_н\,z_а}\quad \psi_а=\frac{18\cdot10^3\ (6{,}7+20)\ 0{,}874}{2\cdot10^6\cdot12{,}32\cdot20}=$$

$$=0{,}85\cdot10^{-3};$$

$$\varepsilon'_{а.\,с}=\frac{N_с\,e_{а.\,с}}{E_а\,F_н\,z_а}\,\psi'_а=\frac{18\cdot10^3\cdot6{,}7\cdot0{,}65}{2\cdot10^6\cdot12{,}32\cdot20}=0{,}16\cdot10^{-3};$$

$$\varepsilon_0=\frac{\varepsilon'_{а.\,с}\ (z_а-y'_а)-\varepsilon_{а.\,с}\,y'_а}{z_а}=$$

$$=\frac{0{,}16\cdot10^{-3}\ (20-10)-0{,}85\cdot10^{-3}\cdot10}{20}=-0{,}35\cdot10^{-3}.$$

Знак «минус» означает, что в данном случае ε_0 — деформация удлинения.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.1. Конструирование предварительно-напряженных железобетонных элементов и изделий следует производить с учетом способов натяжения арматуры, ее захвата и закрепления, условий передачи предварительных напряжений на бетон и снятия изделия с формы.

5.2. Для сборных железобетонных элементов рекомендуется производить натяжение арматуры на упоры до бетонирования изделия. Натяжение арматуры на затвердевший бетон производится в монолитных конструкциях в крупных балках, трубах и т. п., а также в целях создания неразрезных статически неопределимых конструкций. При этом, как правило, в целях обеспечения совместной работы арматуры и бетона, а также защиты арматуры от коррозии каналы для пропуска арматуры должны заполняться (инъецироваться) цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

5.3(5.54). Выбор схемы и способа возведения статически неопределимых предварительно-напряженных конструкций рекомендуется производить так, чтобы при создании предварительного напряжения исключалась возможность возникновения в конструкции дополнительных усилий, ухудшающих их работу. Допускается устройство временных швов или шарниров, замоноличиваемых после натяжения арматуры.

5.4. Способ натяжения арматуры принимается в соответствии с указаниями «Руководства по технологии изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций» (М., Стройиздат, 1975).

5.5. Конструкции должны приниматься простого очертания. Следует использовать по возможности арматуру, закладные детали и строповочные петли, выпускаемые в виде товарной продукции по нормалям и ГОСТ. Ненапрягаемую арматуру следует проектировать в виде укрупненных блоков и пространственных каркасов для сокращения времени укладки в форму (опалубку).

5.6. Распалубочную (передаточную) и отпускную прочность бетона следует назначать минимально допустимыми с целью снижения расхода цемента, ускорения оборота форм (опалубки) и интенсивного использования производственных площадей.

5.7. Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей в отдельных конструкциях и их сериях, к небольшому числу разных марок и диаметров стали, типов арматурных элементов — сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.

ГАБАРИТЫ И ОЧЕРТАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

5.8(5.2, 5.3). Минимальные размеры сечений железобетонных элементов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим предельным состояниям, должны назначаться с учетом экономических требований и условий технологии изготовления конструкций.

Размеры сечений железобетонных конструкций должны приниматься такими, чтобы соблюдались требования к анкеровке арматуры и ее расположению в бетоне: толщины защитных слоев бетона, расстояния между стержнями и т. п. (см. пп. 5.13—5.32).

Размеры сечений внецентренно сжатых элементов должны приниматься такими, чтобы их гибкость l_0/r в любом направлении, как правило, не превышала 200 (для прямоугольных сечений $l_0/h \leqslant 60$), а для колонн, являющихся элементами зданий. — $120 (l_0/h \leqslant 35)$.

При назначении размеров следует учитывать также условия перевозки: транспортные средства и допустимые габариты.

5.9. При проектировании железобетонных конструкций их очертание следует принимать с учетом устройства и способа использования форм (опалубки).

При применении форм с откидными бортами очертание изделия не должно препятствовать повороту борта (рис. 61,*а*) перед распалубкой.

При передаче предварительных напряжений на бетон последний должен иметь возможность свободно деформироваться. Это обеспечивается освобождением его к этому моменту от сдерживающих элементов формы, применением резиновых компенсаторов или наличием плавных скосов, позволяющих изделию самораспалубливаться при обжатии. Примеры скосов приведены на рис. 61,*б*.

При применении неразъемных форм для возможности извлечения изделия из формы должны предусматриваться уклоны 1 : 10 (рис. 61,*в*). При неразъемных формах, если при обжатии в результате выгиба создается сила, выталкивающая затвердевший бетон из формы, или если используется выпрессовывание, уклоны должны быть не менее 1 : 15 (рис. 61, *г*).

При немедленной распалубке путем вертикального смещения формующего элемента оснастки (рис. 61 *д*, *е*) уклон должен быть не менее 1 : 50.

При использовании форм с одним неподвижным и одним откидным бортом для обеспечения вертикального подъема конструкции при распалубке следует принимать переход от большей ширины изделия к меньшей, например от нижней полки к стенке (рис. 61, *ж*), под углом не менее 40°. Эти требования можно не предъявлять, если форма снабжена выпрессовывающим устройством (рис. 61, *з*).

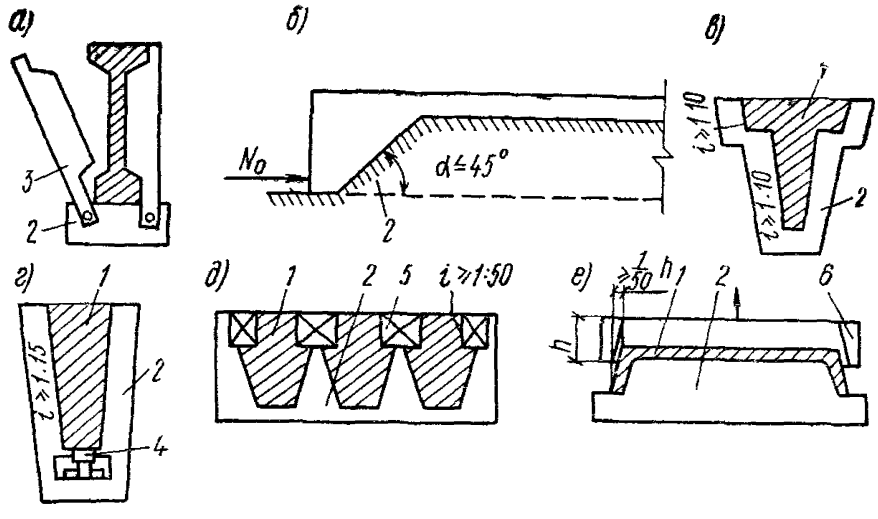


Рис. 61. Технологические уклоны

а — в форме с откидными бортами; *б* — позволяющие изделию самораспалубливаться при передаче предварительных напряжений на бетон; *в* — в неразъемной форме; *г* — то же, с применением выпрессовщика или при самораспалубливании; *д, е* — при немедленной распалубке; *ж* — в форме с глухим бортом; *з* — то же, с выпрессовщиком; *1* — изделие; *2* — форма; *3* — откидной борт; *4* — выпрессовщик; *5* — вкладыш; *6* — формующая рамка

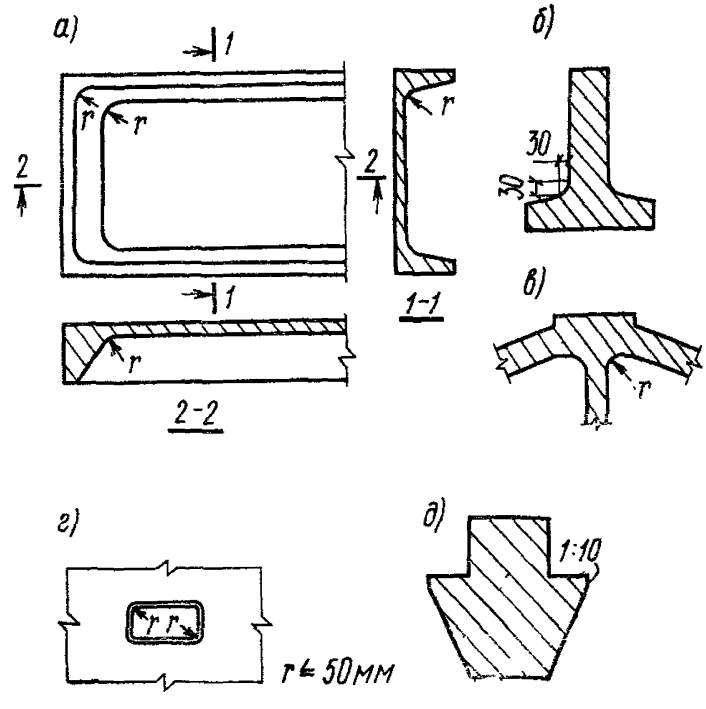


Рис. 62. Закругления и фаски

а — ребристая плита, закругление; *б* — тавровая балка, фаска между полкой и стенкой; *в* — узел фермы, сочетание фаски и закруглений; *г* — отверстие в железобетонном элементе для пропуска коммуникаций, закругления; *д* — смягчение острого угла в ригеле

5.10. Сборные железобетонные изделия рекомендуется проектировать с учетом изготовления их по возможности в полностью неразборных формах. Если невозможно изготовление изделия в полностью неразборной форме, рекомендуется предусматривать неразборной наибольшую поверхность формы.

5.11. Очертания сборных железобетонных изделий следует принимать наиболее простыми. Ребра в стенках балок целесообразно предусматривать лишь при больших сосредоточенных нагрузках или при необходимости обеспечения устойчивости стенки.

5.12. Во избежание повреждений от местных концентраций напряжений при резком изменении направления граней изделия, например во внутренних углах, рекомендуется предусматривать смягчение очертания в виде фасок или закруглений небольшой величины (до 50 мм), чтобы избежать местного армирования (рис. 62,*а*—*г*). Во внешних острых углах во избежание откалывания бетона следует устраивать скосы или закругления (рис. 62, *д*).

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

5.13(5.4). *Защитный слой бетона для рабочей арматуры* должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и подобных воздействий.

5.14(5.5). Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя должна составлять, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее:

в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно — 10 мм;

в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой менее 250 мм — 15 мм;

в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах — 20 мм.

Для сборных элементов из бетона проектной марки М 250 и выше толщину защитного слоя для продольной арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее величин, указанных выше.

Для железобетонных плит из бетона марки М 250 и выше, изготовляемых на заводах в металлических формах и защищаемых от коррозии сверху бетонной подготовкой, стяжкой или другими материалами, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее 5 мм.

5.15(5.6). Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее:

при $h<250$ мм — 10 мм;

при $h\geqslant 250$ мм — 15 мм.

5.16(5.7). Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно-напряженных элементов на участке зоны передачи усилий от арматуры на бетон (см. п. 2.26) должна составлять не менее:

для стержневой арматуры классов А-IV (Ат-IV) и ниже, а также для арматурных канатов — $2\,d$;

для стержневой арматуры классов А-V (Ат-V, Атп-V), Ат-VI — $3\,d$.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурных канатов.

Допускается защитный слой бетона для сечений у опоры принимать таким же, как для сечений в пролете, в следующих случаях:

а) для предварительно-напряженных элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий при наличии стальной опорной детали и косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов);

б) в плитах, панелях, настилах и опорах ЛЭП при условии постановки у концов дополнительной поперечной арматуры (корытообразных сварных сеток или замкнутых хомутов), предусмотренной п. 5.47, при этом диаметр поперечной арматуры должен быть не менее 0,25 диаметра продольной напрягаемой арматуры и не менее:

для проволоки класса Вр-I — 4 мм;

то же, класса В-I — 5 мм.

5.17(5.8). В элементах с продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное расстояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала.

При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием или иным способом, должна приниматься не менее 20 мм.

5.18(5.10). В полых элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояния от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно удовлетворять требованиям пп. 5.14 и 5.15.

5.19(5.9). Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры должны быть защищены слоем раствора не менее 5 мм или бетона не менее 10 мм.

Анкеры, защищенные антикоррозионным покрытием, могут располагаться на поверхности бетона.

5.20. Для конструкций, работающих в агрессивных средах, толщина защитного слоя бетона должна назначаться с учетом требований главы СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии».

При назначении толщины защитного слоя бетона должны также учитываться требования главы СНиП II-А.5-70 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений».

МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

5.21(5.11). Расстояния в свету между стержнями арматуры (или оболочками каналов) по высоте и ширине сечения должны обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, а также с учетом степени местного обжатия бетона, габаритов натяжного оборудования (домкратов, зажимов и т. п.) и концевых технологических анкеров на стержнях (см. п. 5.27).

5.22(5.12). Расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой арматуры либо напрягаемой арматуры,

натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение — не менее: для нижней арматуры — 25 мм и для верхней арматуры — 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояния между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) — не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционного состава заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полуторакратного наибольшего размера крупного заполнителя.

В элементах или узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должны предусматриваться зоны, где свободные расстояния в свету между арматурными стержнями составляют не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплотняющих бетонную смесь; расстояние между такими зонами, а также их удаление от граней элемента или узла должны быть не более 500 мм.

Примечание. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

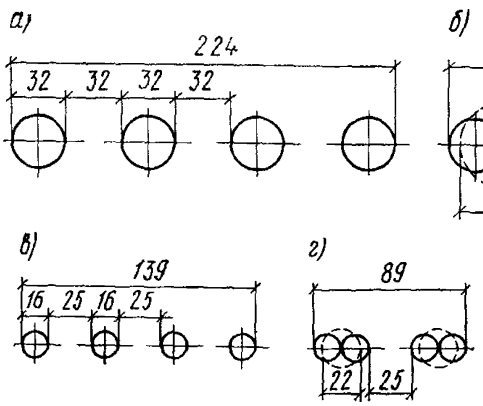


Рис. 63. Примеры расположения одного из рядов стержней нижней арматуры (располагаемой в один или два ряда по высоте) в случае изготовления изделия на виброплощадке

а, б — варианты расположения стержней диаметром 32 мм; *в, г* — то же, 16 мм; *а, в* — одиночное расположение стержней; *б, г* — расположение пар стержней вплотную

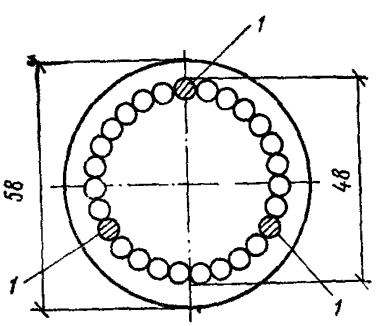


Рис. 64. Сечение канала с арматурным пучком из 24 проволок диаметром 5 мм при инъецировании канала раствором через отверстие в анкере

1 — арматурные коротыши в анкерах

5.23(5.12). При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними). Такая пара стержней при назначении расстояний между ними по п. 5.22 при определении длины передачи напряжения или длины анкеровки (по пп. 2.26, 5.33) и при определении ширины раскрытия трещин должна рассматриваться как условный стержень диаметром $d_{пр} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$, где d_1 и d_2 — диаметры сближенных стержней (рис. 63).

5.24(5.12,5.59). В элементах с арматурой, размещаемой в каналах и натягиваемой на бетон, расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и во всяком случае не менее 50 мм.

При проволочной арматуре, расположенной в виде пучка, должны предусматриваться зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (путем установки спиралей внутри пучка, коротышей в анкерах и т. п.) с размерами, достаточными для прохождения между проволоками пучка цементного раствора или мелкозернистого бетона при заполнении каналов.

При инъецировании канала через отверстия в анкере проволоки или группы проволок пучка должны располагаться по окружности (рис. 64), при этом внутренний диаметр канала должен превышать диаметр пучка не менее чем на 5 мм. В других случаях внутренний диаметр канала должен превышать диаметр пучка не менее чем на 15 мм.

АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ
АНКЕРОВКА НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

5.25(5.63). При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установка постоянных анкеров у концов элемента не требуется.

5.26(5.62). Установка анкеров у концов арматуры обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов), а также если не обеспечено отсутствие трещин на длине зоны передачи напряжений (см. п. 2.26); при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

Тип анкера выбирается исходя из производственных возможностей и вида арматуры.

5.27. Для стержневой арматуры рекомендуется применять следующие типы временных технологических или постоянных анкеров:

в виде высаженных головок (рис. 65,*а*) — для арматуры классов А-V и А-IV (марки 20ХГ2Ц);

в виде обжатых шайб (см. табл. 44 и рис. 65,*б*) — для арматуры классов А-IV, А-V, Ат-V и Ат-VI;

в виде приваренных коротышей (рис. 65,*в*) — для арматуры классов А-V и А-IV (марки 20ХГ2Ц).

Для арматурных канатов рекомендуется использовать временные анкеры в виде инвентарных цанговых зажимов на один канат каждый (см. табл. 45). Габариты анкерных устройств должны учитываться при назначении расстояний между осями натягиваемых стержней.

Таблица 44

Размеры временных технологических анкеров типа обжатой шайбы на напрягаемой стержневой аматуре, мм

Диаметр арматуры d, мм	Диаметр шайбы до опрессовки, мм		Высота шайбы до опрессовки, мм, для арматуры класса			Больший размер шайбы после опрессовки D, мм
	внутренний, d_0	наружный, D_0	A-IV	Ат-V, A-V	Ат-VI	
10	13	30	8	10	11	35
12	15	32	8	11	14	37
14	17	32	10	13	17	37
16	20	36	11	15	19	42
18	22	36	13	17	21	42
20	24	40	14	19	23	47
22	26	42	16	21	25	49

Таблица 45

Показатели	Характеристики цанговых зажимов МРТУ 7—17—67 марок		
	4,5—6—2	6—9—2	12—15—2
Диаметр натягиваемой арматуры, мм	4,5—6	6—9	12—15
Наружный диаметр зажима, мм	26	40	56

5.28. Для арматурной проволоки класса Вр-II, натягиваемой на упоры в виде пакетов, используются унифицированные напрягаемые арматурные элементы (УНАЭ), основные параметры которых приведены на рис. 66. Эти элементы обозначаются следующим образом $\frac{\text{УНАЭ} - n}{\text{ВрII-5}} \; \frac{F}{N}$, где n — число проволок в элементе, F — площадь поперечного сечения, мм²; N — суммарное разрывное усилие, кгс, определенное по нормативному сопротивлению.

Элементы УНАЭ могут группироваться по нескольку штук и с помощью общего захватного устройства натягиваться групповым способом.

5.29. Для стержневой арматуры, натягиваемой на бетон, применяются анкеры в виде гаек на нарезных наконечниках, приваривае мых к концам стержней.

Для арматурных пучков, натягиваемых на бетон, могут применяться анкеры в виде металлических колодок и конусных пробок, анкеры с высаженными на проволоках головками и др.

5.30. В конструкциях с арматурой криволинейного очертания анкерные устройства целесообразно размещать на торцах элемента без увеличения толщины нижнего защитного слоя бетона. В этом случае пучки или стержни арматуры должны располагаться по высоте поперечного сечения элемента с учетом размещения анкерных и натяжных устройств на торцах элемента.

5.31. Если при проектировании предусматривается обрыв арматуры в пределах длины элемента, ее анкеры рекомендуется располагать в зоне сечения, сжатой от действия внешней нагрузки.

В случае расположения анкеров в зоне, работающей от внешней нагрузки на растяжение, должна быть предусмотрена постановка арматуры, воспринимающей местные усилия в сечениях, примыкающих к месту обрыва напрягаемой арматуры.

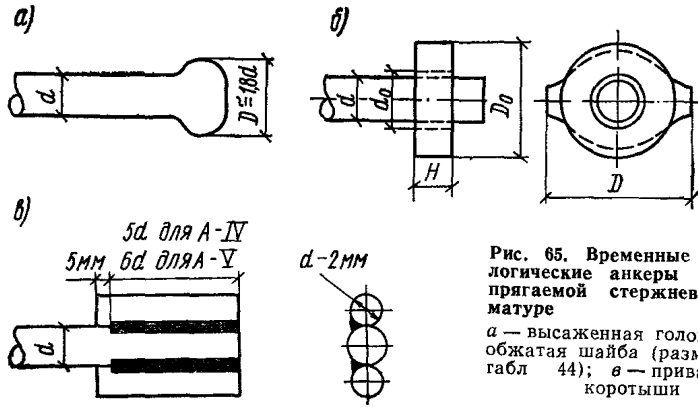


Рис. 65. Временные технологические анкеры на напрягаемой стержневой арматуре

а — высаженная головка; *б*— обжатая шайба (размеры см. табл 44); *в* — приваренные коротыши

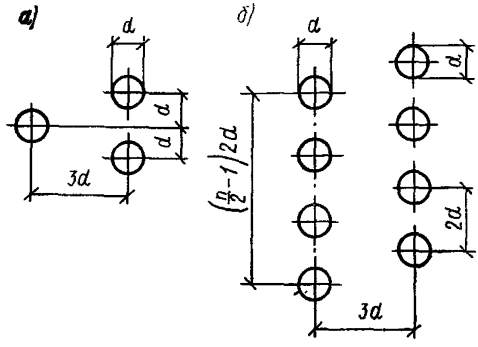


Рис. 66. Основные параметры унифицированных напрягаемых арматурных элементов

а — на 3 проволоки; *б*—на *n* проволок, где *n*=4, 6, 8 ..., 14

5.32. При размещении анкеров на арматуре следует учитывать их перемещение при удлинении арматуры в процессе ее натяжения на упоры или на бетон; после натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

5.33(5.14). Продольные стержни растянутой и сжатой ненапрягаемой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным рас

четным сопротивлением, на длину не менее $l_{ан}$, определяемую по формуле

$$l_{ан} = \left(m_{ан} \frac{R_а}{R_{пр}} + \Delta \lambda_{ан} \right) d, \qquad (309)$$

но не менее $l_{ан} = \lambda_{ан} d$, где значения $m_{ан}$, $\Delta\lambda_{ан}$, $\lambda_{ан}$, а также допускаемые минимальные величины $l_{ан}$ определяются по табл. 46. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

Если вдоль анкеруемых стержней образуются трещины от растяжения бетона, то стержни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину $l_{ан}$, определяемую по формуле (309).

Таблица 46(39)

Условия работы ненапрягаемой арматуры	Параметры для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры							
	периодического профиля				гладкой			
	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм
			не менее				не менее	
1. Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
2. Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности, то при определении $l_{ан}$ по формуле (309) значения $R_а$ должны умножаться на величину, равную отношению необходимой по расчету и фактической площади сечения арматуры.

При невозможности выполнения этих требований должны быть приняты меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматриваемом сечении (постановка косвенной арматуры, приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, отгиб анкерующих стержней). При этом величина $l_{ан}$ должна быть не менее 10 d.

УКАЗАНИЯ ПО АРМИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.34(5.16). Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (в процентах от площади сечения бетона) должна приниматься не менее указанной в табл. 47.

Таблица 47(40)

Характеристика положения арматуры и характер работы элемента	Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (% площади сечения бетона)
1. Арматура A во всех изгибаемых, а также во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2. Арматура A и A' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой A и A'	
3. Арматура A и A' во внецентренно сжатых элементах при:	
а) $l_0/r<17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h<5$)	0,05
б) $17\leqslant l_0/r\leqslant 35$ $(5\leqslant l_0/h\leqslant 10)$	0,1
в) $35<l_0/r\leqslant 83$ $(10<l_0/h\leqslant 24)$	0,2
г) $l_0/r>83$ $(l_0/h>24)$	0,25

Примечание. Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в табл. 47, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения b на рабочую высоту сечения h_0. В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально растянутых элементах величина минимального армирования относится к полной площади сечения бетона и принимается вдвое больше величин, указанных в табл. 47.

Требования табл. 47 не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и возведения.

Требования настоящего пункта не учитываются при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

5.35(5.56). Часть продольной стержневой арматуры элемента допускается применять без предварительного напряжения, если при этом удовлетворяются требования расчета по трещиностойкости и по деформациям.

5.36(5.18). В линейных внецентренно сжатых элементах расстояние между осями стержней продольной арматуры должно приниматься не более 400 мм.

5.37(5.20). В балках шириной более 150 мм число продольных рабочих стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух. В ребрах сборных панелей, настилов, часторебристых перекрытий и т. п. шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня.

Напрягаемая арматура в виде стержней или канатов в пустотных и ребристых элементах должна располагаться, как правило, по оси каждого ребра элемента или вблизи этой оси.

5.38(5.21). В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона с размерами: по высоте элемента — равными расстоянию между этими стержнями, по ширине элемента — равными половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

5.39(5.61). Продольную ненапрягаемую арматуру, если таковая имеется, рекомендуется располагать ближе к наружным поверхностям элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру.

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.40(5.22). У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая крайние продольные стержни. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Во внецентренно сжатых элементах, армированных центрально расположенной напрягаемой продольной арматурой (например, в сваях), постановка поперечной арматуры не требуется, если сопротивление действию поперечных сил обеспечивается одним бетоном (т. е. выполняется требование п. 4.12 при замене R_{pII} и $R_{прII}$ соответственно на R_p и $R_{пр}$).

Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер изгибаемых элементов (шириной 150 мм и менее), по ширине которых располагается лишь один продольный стержень или сварной каркас.

5.41(5.22). Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой ненапрягаемой продольной арматуры хомуты должны ставиться на расстояниях: при $R_{а.с} \leqslant 4000$ кгс/см^2 — не более 500 мм и при вязаных каркасах — не более $15d$, а при сварных — не более $20\ d$; при $R_{а.с} \geqslant 4500$ кгс/см^2 — не более 400 мм и не более $12\ d$ при вязаных и $15\ d$ при сварных каркасах, где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней. При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых продольных стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Вышеуказанные требования распространяются и на расположенные в сжатой зоне напрягаемые стержни с напряжениями $\sigma_с > 0$ (см. п. 3.8); при этом взамен значения $R_{а.с}$ принимается значение $\sigma_с$.

Если общее насыщение элемента продольной арматурой составляет более 3%, хомуты должны устанавливаться на расстояниях не более $10\ d$ и не более 300 мм.

При проверке соблюдения требований настоящего пункта продольные сжатые стержни, не учитываемые расчетом, не должны приниматься во внимание, если диаметр этих стержней не превышает 12 мм и не более половины толщины защитного слоя бетона.

5.42(5.25). Диаметр хомутов в вязаных каркасах внецентренно сжатых линейных элементов должен приниматься не менее 0,25 d и не менее 5 мм, где d — наибольший диаметр продольных стержней.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов должен приниматься не менее:

при $h \leqslant 800$ мм — 6 мм;

при $h > 800$ мм — 8 мм.

Вышеуказанные требования можно не распространять на спиральную или кольцевую арматуру центрифугированных трубчатых элементов.

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и в сварных сетках устанавливается из условия сварки (см. приложение I, поз. 1 и 2).

5.43(5.26). В балках и ребрах высотой более 150 мм, а также в многопустотных сборных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой более 300 мм должна всегда устанавливаться вертикальная поперечная арматура.

В сплошных плитах, а также в балках и ребрах высотой 150 мм и менее и в многопустотных сборных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой 300 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать. При этом должны быть обеспечены требования расчета согласно п. 3.34.

5.44(5.27). Расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету либо по конструктивным соображениям, указанным в п. 5.43, должно приниматься:

а) на приопорных участках (равных при равномерной нагрузке $^1/_4$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее $^1/_4$ пролета):

при высоте сечения $h \leqslant 450$ мм — не более $h/2$ и не более 150 мм;

при высоте сечения $h > 450$ мм — не более $h/3$ и не более 500 мм;

б) на остальной части пролета при высоте сечения $h > 300$ мм — не более $^3/_4\ h$ и не более 500 мм.

5.45. Отгибание стержневой или проволочной арматуры, натягиваемой на упоры, может выполняться по дуге окружности диаметром от d до 30 d. При этом следует учитывать снижение прочности арматуры в зоне перегиба (см. табл. 22, поз. 6). Угол отгиба рекомендуется принимать не более 45°.

Отогнутую арматуру, натягиваемую на бетон, рекомендуется выполнять с криволинейным очертанием при угле наклона к продольной оси элемента не более 30° и при радиусе закругления:

а) для пучковой арматуры и канатов: при диаметре проволок в пучках 5 мм и менее и при диаметре канатов от 4,5 до 9 мм — не менее 4 м; при диаметре проволок в пучках 6—8 мм и диаметре канатов 12—15 мм — не менее 6 м;

б) для стержневой арматуры: диаметром до 25 мм — не менее 15 м, диаметром от 28 до 40 мм — не менее 20 м.

При осуществлении мероприятий, способствующих уменьшению трения напрягаемой арматуры о стенки каналов (тефлоновые прокладки, оболочки из синтетических материалов и др.), могут приниматься меньшие радиусы закругления с соответствующим экспериментальным обоснованием.

5.46(5.31). В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов

на 30 d, где d — диаметр хомута, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням с образованием замкнутого контура.

АРМИРОВАНИЕ КОНЦОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.47(5.62). У концов предварительно-напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т. п. с шагом 5—10 см) на длине участка не менее 0,6 $l_{п.н}$ (см. п. 2.26) и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, а при наличии анкерных устройств — на участке, равном двум длинам этих устройств (рис. 67 и 68).

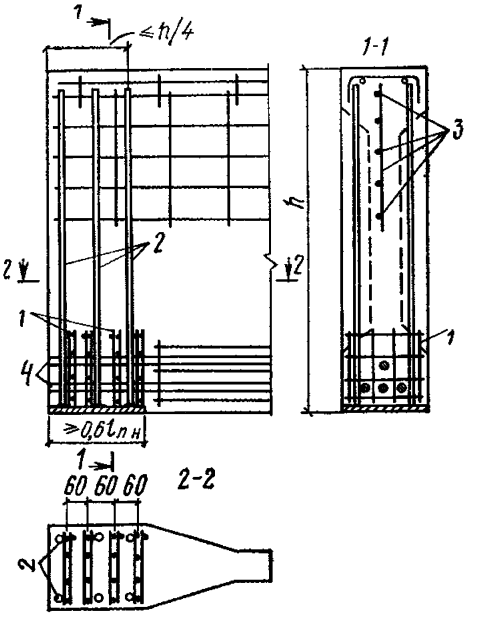


Рис. 67. Армирование конца предварительно-напряженной балки

1 — сварные сетки в виде гребенок (для удобства укладки напрягаемых стержней), согласно п. 5.47; *2* — поперечные стержни, согласно п 5.48 и привариваемые к закладной детали; *3* — продольные стержни, требуемые согласно п 5.49; *4* — напрягаемая арматура (основная поперечная арматура балок и арматура, установленная по контуру опорного уширения, не показана)

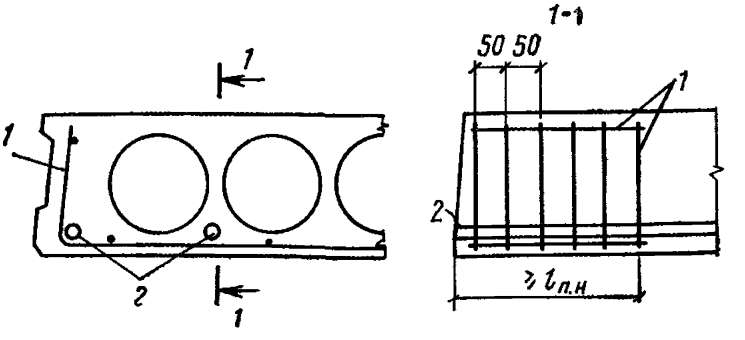


Рис. 68. Армирование конца многопустотного настила

1 — сварная сетка, требуемая согласно п. 5.47; *2* — напрягаемые стержни

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей — обойм с анкерными стержнями (рис. 69). Эти анкерные стержни можно учитывать при выполнении требований п. 5.48.

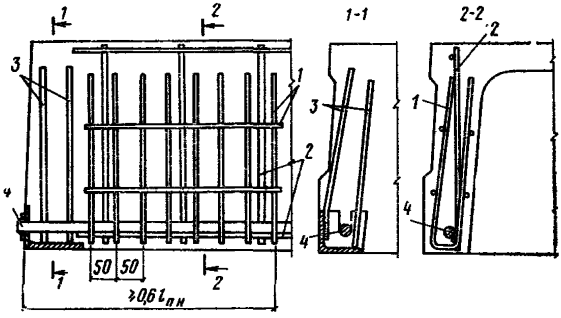


Рис. 69. Армирование конца ребра плиты перекрытия

1 — сварная сетка согласно п. 5.47; *2* — плоский арматурный каркас ребра: *3* — анкерные стержни закладной детали-обоймы согласно пп. 5.47 и 5.48; *4* — напрягаемый стержень (арматура полки плиты и поперечного ребра, а также арматура в углах между поперечным и продольным ребром не показана)

Указанные меры имеют целью препятствовать развитию возможных трещин вдоль напрягаемой арматуры и обеспечить надежность анкеровки этой арматуры.

Примечание. Дополнительная косвенная арматура, поставленная у концов элемента, может быть учтена в расчете на местное сжатие (смятие) бетона под анкерными устройствами напрягаемой арматуры.

5.48(5.58). Для предотвращения образования продольных трещин у торцов предварительно-напряженных изгибаемых элементов вследствие передачи усилий с напрягаемой арматуры на бетон рекомендуется отгибание части продольной напрягаемой арматуры у опор элемента и распределение ее на торце равномерно по высоте; при этом часть отогнутой арматуры допускается выводить на верхнюю грань элемента.

Если напрягаемая продольная арматура располагается сосредоточенно у нижней грани или у нижней и верхней грани элемента, у торцов необходимо предусматривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке длиной не более $^1/_4$ высоты элемента.

Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15% усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям (см. рис. 67). Сечение этой арматуры в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость, должно быть в состоянии воспринимать не менее 20%, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость,— не менее 30% усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяемого расчетом по прочности (т. е. равного $R_a F_н$).

Допускается также применять приопорную поперечную арма-

туру в виде корытообразных сеток, охватывающих и нижнюю продольную арматуру.

5.49(5.63). При напрягаемой арматуре без анкеров в элементах, для которых допускается образование трещин на концевых участках в стадии предварительного обжатия (см. п. 1.13), должна быть установлена дополнительная ненапрягаемая продольная арматура, располагаемая в стенке элемента между растянутой при обжатии гранью и центром тяжести сечения на длине не менее $2\,h_0$ (где h_0 — рабочая высота сечения элемента по грани опоры) от начала зоны передачи напряжений на бетон; площадь сечения этой арматуры должна составлять не менее 0,2% площади опорного сечения элемента (без учета приопорного уширения, см. рис. 67). Если в стадии предварительного обжатия трещины не образуются, указанную арматуру можно не устанавливать.

5.50(5.57). Местное усиление участков предварительно-напряженных элементов под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется выполнять установкой закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры, а также увеличением размеров сечения элемента на этих участках.

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ

5.51(5.32). Арматура железобетонных конструкций из горячекатаной стали периодического профиля, горячекатаной гладкой стали и обыкновенной арматурной проволоки должна, как правило, изготовляться с применением для соединения стержней контактной сварки — точечной и стыковой, а также в указанных ниже случаях дуговой (ванной и протяженными швами) сварки.

Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры, высокопрочной арматурной проволоки и арматурных канатов, как правило, не допускаются.

Типы сварных соединений арматуры должны назначаться и выполняться в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций (см. приложение 1).

5.52(5.33). Контактная точечная сварка применяется при изготовлении сварных каркасов, сеток и закладных деталей с нахлесточными соединениями стержней.

Конструирование сварных каркасов, сеток и закладных деталей рекомендуется производить в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

5.53(5.34). Контактная стыковая сварка применяется для соединения по длине заготовок арматурных стержней. Диаметр соединяемых стержней при этом должен быть не менее 10 мм.

Контактную сварку стержней диаметром менее 10 мм допускается применять только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

5.54(5.35). Дуговая сварка должна применяться:

а) для соединения стержней ненапрягаемой арматуры из горячекатаных сталей диаметром 8 мм и более между собой и с сортовым прокатом (закладными деталями) в условиях монтажа, а также с анкерными и закрепляющими устройствами;

б) при изготовлении стальных закладных деталей и для соединения их на монтаже между собой в стыках сборных железобетонных конструкций;

в) для соединения стержней напрягаемой арматуры с анкерными коротышами или петлями, используемыми для натяжения, а после спуска натяжения — с анкерными шайбами или анкерными плитами.

5.55(5.36). При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку в следующих случаях:

а) для соединения по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаных сталей диаметром 8 мм и более;

б) при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах с обязательными дополнительными конструктивными элементами в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (*косынки, лапки, крюки и т. п.*).

ОТДЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

5.56(5.52). В элементах сборных конструкций должны предусматриваться приспособления для захвата их при подъеме: инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п. Петли для подъема должны выполняться из горячекатаной стали согласно требованиям п. 2.21.

5.57. При проектировании предварительно-напряженных элементов рекомендуется предусматривать мероприятия, снижающие отрицательные воздействия, которые возникают в ряде случаев при предварительном напряжении (в частности, образование допущенных по расчету трещин обжатия в верхней зоне балок, плит и тому подобных элементов), а именно:

а) назначать положение строповочных устройств максимально приближенным к концам элемента с учетом возможностей подъемных механизмов и применяемых траверс;

б) предусматривать места опирания элемента при хранении на расстоянии не более 20—30 см от его концов;

в) назначать места опирания при перевозке максимально приближенными к концам с учетом возможностей транспортных средств.

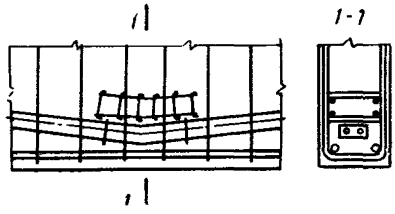


Рис. 70. Усиление бетона дополнительным армированием в местах перегиба напрягаемой арматуры

5.58(5.50). Отверстия значительных размеров в железобетонных плитах, панелях и т. п. должны окаймляться дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной.

Небольшие отверстия в железобетонных элементах для коммуникаций, строповки и др. следует располагать в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов так, чтобы не перерезать арматуру

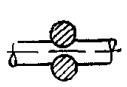
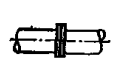
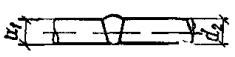
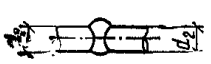
и не вводить дополнительное местное армирование. Углы отверстий желательно делать плавными (см. рис. 62,*г*).

Обрамление отверстий стальными закладными деталями замкнутой формы, особенно с острыми углами, не рекомендуется во избежание образования трещин в бетоне вследствие его усадки.

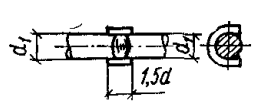
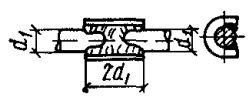
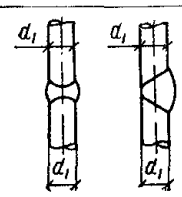
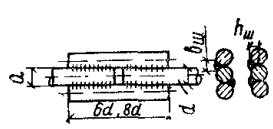
5.59. При натяжении арматуры на бетон в местах резкого изменения кривизны каналов для пропуска арматуры следует устанавливать отрезки жестких стальных труб. Канал для нескольких пучков или стержней должен иметь на концах уширения для анкерных и натяжных устройств. В местах перегиба арматуры или уширения канала необходимо усиливать бетон стальными обоймами, хомутами или сетками (рис. 70), а также, при необходимости, увеличивать сечение элемента.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1(5)

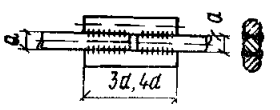
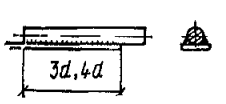
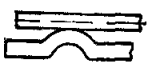
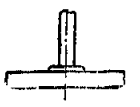
Основные типы сварных соединений стержневой арматуры

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Примечание
1. Крестообразное, ГОСТ 14098—68	КТ-2		Горизонтальное	Контактная точечная	A-I A-II A-III B-I Bp-I	6—40 10—80* 6—40 3—5 3—5	В соединениях типа КТ-2 и КТ-3 отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25—1 В соединениях типа КТ-3 отношение меньшего диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большего диаметра должно быть не менее 0,5. Возможно вертикальное положение стержней, как правило, при сварке подвесными клещами
	КТ-3		То же	То же	A-I A-II A-III	6—40 10—80* 6—40	
2. Стыковое, ГОСТ 14098—68, ГОСТ 19293—73	КС-0		Горизонтальное	Контактная стыковая	A-I A-II	10—40 10—80*	Применяется при статических и сейсмических нагрузках $d_2/d_1 \geqslant 0{,}85$
	КС-Р		То же	То же	A-III A-IV A-V	10—40 10—22 10—22	
	КС-М		»	»	A-II A-III A-IV A-V	10—80* 10—40 10—22 10—22	Рекомендуется для конструкций, работающих на вибрационные нагрузки, при этом $d_2/d_1 = 1$. В остальных случаях $d_2/d_1 \geqslant 0{,}85$
3. Стыковое, ГОСТ 14098—68	ВО-Б		»	Ванная одноэлектродная	A-I A-II A-III	20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах $d_1/d_2 \geqslant 0{,}8$
	ВП-Г		»	Ванная полуавтоматическая под флюсом	A-I A-II A-III	20—40	Для труднодоступных сверху соединений горизонтальных стержней рекомендуется применение специальных медных форм с наклонной стенкой, допускающей наклон электродов до 30°, при этом $d_2/d_1 = 1$
	ВМ-1		»	Ванная многоэлектродная	A-I A-II A-III	20—40 20—80* 20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах $d_2/d_1 \geqslant 0{,}8$

Продолжение прил. 1

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Примечание
	ВП-В		Вертикальное	Ванная полуавтоматическая под флюсом	А-I А-II А-III	20—40	—
	ВМ-2		Горизонтальное	Ванная многоэлектродная	А-I А-II А-III	20—40 20—80* 20—40	Рекомендуется также применение одноэлектродной ванной сварки. Сварка выполняется в инвентарных формах
4. Стыковое	—		То же	Ванная одноэлектродная с желобчатой подкладкой	А-I А-II А-III	20—32	—
5. Стыковое	—		»	Ванношовная с желобчатой накладкой	А-I А-II А-III	20—40 20—80* 20—40	Сварка открытой дугой голой проволокой допускается для стержней диаметром 25—70 мм
	—		Горизонтальное и вертикальное	Полуавтоматическая многослойными швами с желобчатой накладкой			
6. Стыковое	—		Вертикальное	Многослойными швами с желобчатой подкладкой или без нее	А-I А-II А-III	20—40 20—80* 20—40	—
7. Стыковое, ГОСТ 19293—73	—		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами $h_ш = 0{,}25\,d$, но не менее 4 мм; $b_ш = 0{,}5\,d$, но не менее 10 мм	А-I А-II А-III А-IV А-V	10—40 10—80* 10—40 10—22 10—22	—

Продолжение прил. 1

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Примечание
	—		Горизонтальное	Дуговая фланговыми швами: $h_ш$ = = 0,25 d, но не менее 4 мм, $b_ш$ = = 0,5 d, но не менее 10 мм	A-I A-II A-III	10—40 10—80* 10—40	—
8. Нахлесточное			Горизонтальное и вертикальное	То же	A-I A-II A-III	10—40 10—25 10—25	Допускаются двухсторонние фланговые швы длиной 4 d для соединений стержней из стали классов A-I и A-II марки 10ГТ
9. То же	—		То же	» »	A-I A-II A-III A-IV A-V	10—40 10—40 10—40 10—22 10—22	—
10. Нахлесточное, ГОСТ 19292—73	Н-1		Горизонтальное	Контактная рельефная	A-I A-II A-III	6—14 10—14 6—14	—
	Н-2		То же	То же	A-I A-II A-III	6—16 10—16 6—16	—
11. Тавровое из плоскости пластины, ГОСТ 19292—73	Т-1		Вертикальное	Под флюсом без присадочного электродного материала	A-I A-II A-III	8—40 10—40 8—40	—

* При диаметре стержней более 40 мм требуется согласие завода-изготовителя.

Примечание. На чертежах поз. 7, 8 и 9 настоящей таблицы указана соответствующая длина фланговых швов:

6 d и 3 d — для арматуры классов A-I и A-II, марки 10ГТ;
8 d и 4 d — для арматуры классов A-III и A-II, марки Ст. 2.

Комплексный пример расчета балки покрытия

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Предварительно-напряженная балка с параллельными поясами сечением по рис. 1; длина балки 12 м, расчетный пролет $l=11{,}7$ м, монтажные петли на расстоянии $a=1{,}5$ м от торцов балки; прокладки при складировании ставятся у концов элемента.

Балка из бетона М 500 ($R_{пр}=215$ кгс/см² и $R_р=13{,}5$ кгс/см² при $m_{б1}=1$; $R_{прII}=280$ кгс/см², $R_{рII}=20$ кгс/см²; $E_б=3{,}25\times$ $\times 10^5$ кгс/см²); передаточная прочность бетона $R_0=350$ кгс/см² ($R^0_{пр}=$ $=155$ кгс/см²; $R^0_{пр\,II}=200$ кгс/см²; $R^0_{р\,II}=16{,}5$ кгс/см²; $E_б=$ $=2{,}8\cdot 10^5$ кгс/см²) бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении (пропариванию).

Продольная арматура в растянутой от внешних нагрузок зоне класса К-7 диаметром 15 мм ($R_а=10\,600$ кгс/см², $R_{аII}=$ $=16\,500$ кгс/см², $E_а=1{,}8\cdot 10^6$ кгс/см²); ее площадь $F_н=11{,}32$ см² (8∅15); натяжение арматуры производится механическим способом на упоры с применением инвентарных зажимов. В сжатой (верхней) зоне продольная арматура диаметром 16 мм класса А-III ($R_а=R_{а.с}=3400$ кгс/см², $R_{аII}=4000$ кгс/см², $E_а=2\cdot 10^6$ кгс/см²); ее площадь $F'_а=4{,}02$ см² (2∅16). Поперечная арматура класса А-III ($R_{а.х}=2700$ кгс/см²) площадью $F_х=0{,}503$ см² (1∅8).

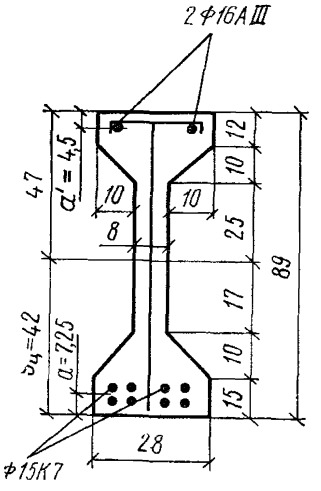


Рис. 1. Поперечное сечение балки

Нагрузка от собственного веса балки при коэффициенте перегрузки $n=1$: $q_{с.в}=380$ кгс/м. Момент в середине пролета от всех нагрузок при $n>1$: $M_{II}=74$ тс·м, то же, от всех нагрузок, кроме крановой нагрузки, $M_I=59{,}3$ тс·м. Момент в середине пролета от всех нагрузок при $n=1$: $M_п=$ $=59$ тс·м, то же, от постоянных и длительных нагрузок $M_{дл}=$ $=50$ тс·м. Наибольшая поперечная сила на опоре от всех нагрузок при $n>1$: $Q_{II}=22{,}3$ тс, то же, без учета крановой нагрузки $Q_I=$ $=18$ тс, то же, от всех нагрузок при $n=1$: $Q_п=17{,}8$ тс. Балка эксплуатируется на открытом воздухе. Требуется рассчитать балку по всем предельным состояниям.

§ 1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Геометрические характеристики определяем согласно указаниям п. 1.28.

$$n_{\text{н}} = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 5{,}55;$$

$$n_{\text{а}} = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}} = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 6{,}15;$$

$$F_{\text{п}} = F + n_{\text{н}} F_{\text{н}} + n_{\text{а}} F'_{\text{а}} = 12 \cdot 28 + 15 \cdot 28 + 4 \cdot 0{,}5 \cdot 10 \cdot 10 +$$

$$+ (89 - 12 - 15)\ 8 + 5{,}55 \cdot 11{,}32 + 6{,}15 \cdot 4{,}02 = 1540 \text{ см}^2;$$

$$S_{\text{п}} = 12 \cdot 28 \cdot 83 + 15 \cdot 28 \cdot 7{,}5 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot 10 \cdot 10\ (89 - 12 - 3{,}33) +$$

$$+ 2 \cdot 0{,}5 \cdot 10 \cdot 10\ (15 + 3{,}33) + (89 - 12 - 15)\ 8\ \frac{89}{2} +$$

$$+ 11{,}32 \cdot 5{,}55 \cdot 7{,}25 + 4{,}02 \cdot 61{,}5 \cdot 84{,}5 = 64800 \text{ см}^3;$$

$$y_{\text{ц}} = \frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} = \frac{64\,800}{1540} = 42 \text{ см};$$

$$I_{\text{п}} = \frac{28 \cdot 12^3}{12} + 12 \cdot 28 \cdot 41^2 + \frac{28 \cdot 15^3}{12} + 15 \cdot 28 \cdot 34{,}75^2 +$$

$$+ \frac{10 \cdot 10^3}{36}\ 4 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot 10 \cdot 10\ (47 - 12 - 3{,}33)^2 +$$

$$+ 2 \cdot 0{,}5 \cdot 10 \cdot 10\ (42 - 15 - 3{,}33)^2 + \frac{8 \cdot 62^3}{12} + 8 \cdot 62\ (47 - 44{,}5)^2 +$$

$$+ 11{,}32 \cdot 5{,}55\ (42 - 7{,}25)^2 + 4{,}02 \cdot 6{,}15\ (47 - 4{,}5)^2 = 1\,519\,500 \text{ см}^4.$$

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОБЖАТИЯ N_0 И ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТА $e_{0\,\text{н}}$

Величину предварительного напряжения арматуры σ_0 без учета потерь принимаем максимально допустимой:

$$\sigma_0 = 0{,}76\ R_{\text{а II}} = 0{,}76 \cdot 16\,500 = 12\,550 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие N_0 определяем в трех характерных сечениях по длине балки: в середине пролета, на конце длины зоны передачи напряжений $l_{\text{п.н}}$ и в месте установки монтажных петель.

I. Сечение в середине пролета. Определяем потери предварительного напряжения в арматуре:

а) первые потери

$$\sigma_1 = \left(0{,}27\ \frac{\sigma_0}{R_{\text{а II}}} - 0{,}1\right)\sigma_0 = \left(0{,}27\ \frac{12\,550}{16\,500} - 0{,}1\right)12\,550 =$$

$$= 1330 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = 12{,}5\,\Delta t = 12{,}5 \cdot 65 = 810 \text{ кгс/см}^2$$

(Δt принято равным 65°С, так как отсутствуют точные данные о величине температурного перепада);

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_a = \frac{3{,}5}{15\,000} 1{,}8 \cdot 10^6 = 420 \text{ кгс/см}^2$$

$$(\lambda = 1{,}25 + 0{,}15d = 1{,}25 + 0{,}15 \cdot 15 = 3{,}5 \text{ мм});$$

$\sigma_4 = 0$ (трение арматуры при ее натяжении отсутствует);
$\sigma_5 = 0$ (натяжение производится на упоры стенда).

Определяем предварительное напряжение σ_{0I} и усилие N_{0I}, вычисленные с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_5$:

$$\sigma_{0\,I} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 12\,550 - 1330 - 810 - 420 =$$

$$= 9990 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_{0\,I} = \sigma_{0\,I} F_н = 9990 \cdot 11{,}32 = 113 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Для определения потерь от быстронатекающей ползучести находим напряжение в бетоне $\sigma_{б.н}$ на уровне центра тяжести арматуры A.

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{N_{0\,I}}{F_п} + \frac{N_{0\,I}\, e_{0\,I}\, y_0}{I_п} - \frac{M_{с\cdot в}}{I_п} y_0 =$$

$$= \frac{113\,000}{1540} + \frac{113\,000 \cdot 34{,}75^2}{1\,519\,500} - \frac{650\,000}{1\,519\,500} 34{,}75 =$$

$$= 148{,}3 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$M_{с.\,в} = \frac{q_{с.\,в}\, l^2}{8} = \frac{0{,}38 \cdot 11{,}7^2}{8} = 6{,}5 \text{ тс·м}$$

$$e_{0\,I} = y_ц - a_н = 42 - 7{,}25 = 34{,}75 \text{ см};$$

$$y_0 = e_{0\,I} = 34{,}75 \text{ см}.$$

Так как $\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{148{,}3}{350} = 0{,}42 < 0{,}6$, потери от быстронатекающей ползучести равны:

$$\sigma_6 = 425 \frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = 425 \cdot 0{,}42 = 178 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем потери от быстронатекающей ползучести на уровне центра тяжести арматуры A'.

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{N_{0\,I}}{F_п} - \frac{N_{0\,I}\, e_{0\,I}}{I_п} y_0 + \frac{M_{с.\,в}}{I_п} y_0 =$$

$$= \frac{113\,000}{1540} - \frac{113\,000 \cdot 34{,}75}{1\,519\,500} 42{,}5 + \frac{6{,}5 \cdot 10^5}{1\,519\,500} 42{,}5 =$$

$$= -18{,}2 \text{ кгс/см}^2,$$

где $y_0 = h - y_ц - a'_a = 89 - 42 - 4{,}5 = 42{,}5$ см.

Так как на уровне арматуры A' напряжение в бетоне растягивающее, величину σ'_a согласно п. 1.25 принимаем равной нулю. В соответствии с этим:

$$e_{01} = e_{0\,I} = 34{,}75 \text{ см};$$

$$\sigma_{01} = \sigma_{0\,I} - \sigma_8 = 9990 - 178 = 9810 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_{01} = \sigma_{01} F_н = 9810 \cdot 11{,}32 = 111 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

б) Вторые потери:

$$\sigma_8 = 400 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\sigma_9 = 1700 \frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = 1700 \cdot 0{,}42 = 714 \text{ кгс/см}^2.$$

Предварительное напряжение σ_{02}, усилие N_{02} и эксцентрицитет e_{02} равны:

$$\sigma_{02} = \sigma_{01} - \sigma_8 - \sigma_9 = 9810 - 400 - 714 = 8700 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_{02} = \sigma_{02} F_н = 8700 \cdot 11{,}32 = 98{,}4 \cdot 10^3 \text{ кгс};$$

$$e_{02} = e_{01} = 34{,}75 \text{ см}.$$

II. Сечение в конце длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$. Поскольку потери предварительного напряжения $\sigma_1 - \sigma_5$ не зависят от места расположения сечения по длине элемента, то σ_{0I}, N_{0I} и e_{0I} в рассматриваемом сечении такие же, как и в сечении посередине пролета, т. е.

$$\sigma_{0\,I} = 9990 \text{ кгс/см}^2; \quad N_{0\,I} = 113 \cdot 10^3 \text{ кгс}; \quad e_{0\,I} = 34{,}75 \text{ см}.$$

Длину зоны передачи напряжений определяем в двух вариантах: при $\sigma_{п\,н} = \sigma_{0I} = 9990$ кгс/см^2 и $\sigma_{п.н} = R_a = 10\,600$ кгс/см^2:

$$l_{п.\,н\,(\sigma_{п.\,н} = \sigma_{0\,I})} = \left(m_{п.\,н} \frac{\sigma_{п.\,н}}{R_0} + \Delta\lambda_{п.\,н}\right) d =$$

$$= \left(1{,}25 \frac{9900}{350} + 25\right) 1{,}5 = 91 \text{ см};$$

$$l_{п.\,н\,(\sigma_{п.\,н} = R_a)} = \left(1{,}25 \frac{10\,600}{350} + 25\right) 1{,}5 = 95 \text{ см} \quad (\text{значения } m_{п\,н} =$$

$= 1{,}25$ и $\Delta\lambda_{п.н} = 25$ приняты по табл. 23, как для арматуры класса К-7 при $d = 15$ мм).

Так как в обоих случаях $l_{п.н}$ имеет близкие значения, последующие вычисления производим для $l_{п.н} = 95$ см.

$$M_{с.\,в} = \frac{q_{с.\,в}\, l}{2} x - \frac{q_{с.\,в}\, x^2}{2} = \frac{0{,}38 \cdot 11{,}7}{2} 0{,}82 -$$

$$- \frac{0{,}38 \cdot 0{,}82^2}{2} = 1{,}66 \text{ тс·м},$$

где $x = 0{,}95 - 0{,}13 = 0{,}82$ м,

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{113\,000}{1540} + \frac{113\,000}{1\,519\,500}\,34{,}75^2 - \frac{1{,}66\cdot10^5}{1\,519\,500}\,34{,}75 =$$
$$= 159{,}4 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как

$$\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{159{,}4}{350} = 0{,}455 < 0{,}6,$$
$$\sigma_б = 425\cdot0{,}455 = 194 \text{ кгс/см}^2;$$
$$\sigma'_{б.\,н} = \frac{113\,000}{1540} - \frac{113\,000\cdot34{,}75}{1\,519\,500}\,42{,}5 + \frac{1{,}66\cdot10^5}{1\,519\,500}\,42{,}5 =$$
$$= -31{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку напряжение $\sigma'_{б.\,н}$ — растягивающее, величину σ'_a принимаем равной нулю,

$$\sigma_{01} = \sigma_{0\,I} - \sigma_б = 9990 - 194 = 9796 \text{ кгс/см}^2,$$
$$N_{01} = \sigma_{01} F_н = 9796\cdot11{,}32 = 111\cdot10^3 \text{ кгс}.$$

Определяем σ_{02}, N_{02} и e_{02}.

$$\sigma_8 = 400 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_9 = 1700\cdot0{,}455 = 774 \text{ кгс/см}^2;$$
$$\sigma_{02} = 9796 - 400 - 774 = 8622 \text{ кгс/см}^2;$$
$$N_{02} = \sigma_{02} F_н = 8622\cdot11{,}32 = 97{,}6\cdot10^3 \text{ кгс};$$
$$e_{02} = e_{01} = e_{0.I} = 34{,}75 \text{ см}.$$

III. Сечение в месте установки монтажной петли. Расчет производим аналогично сечению I и II, вводя момент от собственного веса $M_{с.в}$, равный:

$$M_{с.\,в} = \frac{q_{с.\,в}\,l}{2}\,x - \frac{q_{с.\,в}\,x^2}{2} = \frac{0{,}38\cdot11{,}7}{2}\,1{,}37 -$$
$$- \frac{0{,}38\cdot1{,}37^2}{2} = 2{,}66 \text{ тс·м},$$

где $x = 1{,}5 - 0{,}13 = 1{,}37$ м.

После вычислений получаем

$$\sigma_{01} = 9800 \text{ кгс/см}^2; \quad N_{01} = 111\cdot10^3 \text{ кгс};$$
$$e_{01} = e_{02} = 34{,}75 \text{ см}; \quad \sigma_{02} = 8635 \text{ кгс/см}^2;$$
$$N_{02} = 97{,}7\cdot10^3 \text{ кгс}.$$

Как видно, значения N_0 в рассматриваемых сечениях мало отличаются, поэтому для балок усилие N_0 можно принять постоянным по всей длине элемента; для плит и других элементов с большим относительным собственным весом (большим отношением $M_{с.в}/M_п$) влияние собственного веса на значения N_0 следует учитывать.

IV. Проверка сжимающих напряжений $\sigma_{б\,н}$. Наибольшие сжимающие напряжения $\sigma_{б.н}$ имеют место в сечении, проходящем через

конец длины $l_{п.н}$, поскольку здесь наименьшее разгружающее влияние момента от собственного веса.

Напряжение $\sigma_{б.н}$ определяем на уровне крайнего сжатого нижнего волокна в стадии обжатия.

$$\sigma_{б.н}=\frac{N_{0I}}{F_п}+\frac{N_{0I}\,e_{0I}}{I_п}y_ц-\frac{M_{с.в}}{I_п}y_ц=\frac{113\,000}{1540}+$$

$$+\frac{113\,000\cdot 34{,}5}{1\,519\,500}42-\frac{1{,}66\cdot 10^5}{1\,519\,500}42=176{,}6\ \text{кгс/см}^2,$$

где $y_ц=42$ см.

$\sigma_{б.н}/R_0=1/6{,}6/350=0{,}504$ что меньше предельно допустимого значения $\sigma_{б.н}/R_0=0{,}75$ (см. табл. 7).

§ 3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

От воздействия усилия N_{0I} верхняя зона балки растянута, нижняя сжата. В соответствии с этим в данном расчете $F_а=4{,}02$ см², $F'_н=11{,}32$ см², $a=4{,}5$ см, $b'_п=28$ см, $h'_п=20$ см, $a'_н=7{,}25$ см. $h_0=h-a=89-4{,}5=84{,}5$ см.

Расчет производим согласно пп. 3.50—3.54 для сечения, расположенного в месте установки монтажной петли (в этом сечении момент усилия обжатия и момент от собственного веса при подъеме балки растягивают верхнюю зону, т. е. эти моменты суммируются).

$$N_н=F'_н(\sigma_{01}m_т-3300)=11{,}32\,(9800\cdot 1{,}1-3300)=84{,}9\cdot 10^3\ \text{кгс},$$

где 1,1 — значение коэффициента $m_т$ при механическом способе натяжения.

Так как

$$N_н=84{,}9\cdot 10^3>R^0_{пр}\,b'_п\,h'_п-R_а F_а=171\cdot 28\cdot 20-3400\cdot 4{,}02=$$

$$=82{,}1\cdot 10^3\ \text{кгс},$$

то граница сжатой зоны проходит в ребре ($R^0_{пр}=155\cdot 1{,}1=$ $=171$ кгс/см², где 1,1 — значение $m_{б4}$ для проволочной арматуры, см. табл. 13).

$$x=\frac{N_н+R_а F_а-R^0_{пр}h'_п(b'_п-b)}{R^0_{пр}b}=$$

$$=\frac{84\,900+3400\cdot 4{,}02-171\cdot 20\,(28-8)}{171\cdot 8}=22{,}2\ \text{см}.$$

Кроме того,

$$x<\xi_R h_0=0{,}55\cdot 84{,}5=46{,}5\ \text{см},$$

где $\xi_R = 0{,}55$ (см. табл. 28).

$$e = h_0 - a'_н + \frac{M_{с.\,в}}{N_н} = 84{,}5 - 7{,}25 + \frac{0{,}64 \cdot 10^5}{84{,}9 \cdot 10^3} = 78 \text{ см},$$

где

$$M_{с.\,в} = \frac{q_{с.\,в}\, a^2}{2}\, 1{,}5 = \frac{0{,}38 \cdot 1{,}5^2}{2}\, 1{,}5 = 0{,}64 \text{ тс·м}.$$

Здесь $M_{с.в}$ — момент от собственного веса при подъеме балки с учетом коэффициента динамичности 1,5 и коэффициента перегрузки $n = 1$.

$$N_н e = 84\,900 \cdot 78 = 66{,}2 \cdot 10^5 \text{ кгс·см} < R^0_{пр}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) +$$

$$+ R^0_{пр}\, h'_п\, (b'_п - b)(h_0 - 0{,}5\, h'_п) = 171 \cdot 8 \cdot 22{,}2\, (84{,}5 - 0{,}5 \cdot 22{,}2) +$$

$$+ 171 \cdot 20\, (28 - 8)(84{,}5 - 0{,}5 \cdot 20) = 73{,}3 \cdot 10^5 \text{ кгс·см},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

§ 4. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Расчет производим для сечения в середине пролета. Так как $M_I = 59{,}3$ тс·м $> 0{,}77\, M_{II} = 0{,}77 \cdot 74 = 57$ тс·м, согласно п. 3.1 расчет выполняем на действие момента M_{II} при

$$m_{б.\,д} = 0{,}85 \frac{M_{II}}{M_I} = 0{,}85 \frac{74}{59{,}3} = 1{,}06.$$

Тогда $R_{пр} = 215 \cdot 1{,}06 = 228$ кгс/см², где 215 — значение $R_{пр}$ для марки бетона М 500 при $m_{б1} = 1$.

$$h_0 = h - a = 89 - 7{,}25 = 81{,}75 \text{ см}.$$

Определяем коэффициент $m_{а4}$. Для этого находим величину ξ при $m_{а4} = 1$.

$$R_а F_н = 10\,600 \cdot 11{,}32 = 120 \cdot 10^3 \text{ кгс} < R_{пр}\, b'_п\, h'_п + R_{а.\,с}\, F'_а =$$

$$= 228 \cdot 28 \cdot 17 + 3400 \cdot 4{,}02 = 122{,}2 \cdot 10^3 \text{ кгс},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_а F_н - R_{а.\,с} F'_а}{R_{пр}\, b'_п\, h_0} = \frac{10\,600 \cdot 11{,}32 - 3400 \cdot 4{,}02}{228 \cdot 28 \cdot 81{,}75} =$$

$$= 0{,}204 < \frac{h'_п}{h_0} = \frac{17}{81{,}75} = 0{,}208;$$

$\xi_R = 0{,}4$ определено по табл. 25 при

$$\frac{\sigma_{02}\, m_т}{R_а} = \frac{8700 \cdot 0{,}9}{10\,600} = 0{,}74\ ;$$

$$m_{а\,4} = \bar{m}_{а4} - (\bar{m}_{а4} - 1)\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)\frac{0{,}204}{0{,}4} = 1{,}07.$$

Вычисляем значение x с учетом коэффициента $m_{а4}$, предполагая, что граница сжатой зоны проходит в ребре

$$x = \frac{m_{а\,4} R_а F_н - R_{а.\,с} F'_а - R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{R_{пр} b} =$$

$$= \frac{1{,}07 \cdot 10\,600 \cdot 11{,}32 - 3400 \cdot 4{,}02 - 228\,(28 - 8)\,17}{228 \cdot 8} =$$

$$= 20{,}4 \text{ см} > h'_п = 17 \text{ см}.$$

Так как $x = 20{,}4$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}4 \cdot 81{,}75 = 32{,}7$ см,

прочность сечения проверяем из условия (38)

$$R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5 h'_п) +$$

$$+ R_{а.\,с} F'_а (h_0 - a') = 228 \cdot 8 \cdot 20{,}4\,(81{,}75 - 0{,}5 \cdot 20{,}4) + 228\,(28 -$$

$$- 8)\,17\,(81{,}75 - 0{,}5 \cdot 17\ ) + 3400 \cdot 4{,}02\,(81{,}75 - 4{,}5) =$$

$$= 94 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} > 74 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

§ 5. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

а) Расчет на действие поперечной силы ведем для приопорного участка балки. Поскольку в пределах наклонного сечения нагрузка может отсутствовать, принимаем $Q = Q_{II} = 22{,}3$ тс.

С учетом

$$m_{б.\,д} = 0{,}85 \frac{Q_{II}}{Q_I} = 0{,}85 \frac{22{,}3}{18} = 1{,}05$$

$$R_р = 13{,}5 \cdot 1{,}05 = 14{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем условия (61), (62), (66) и (67):

$$Q = 22{,}3 \cdot 10^3 \text{ кгс} < 0{,}35 R_{пр} b h_0 = 0{,}35 \cdot 184 \cdot 8 \cdot 81{,}75 =$$

$$= 42{,}1 \cdot 10^3 \text{ кгс},$$

где 184 — значение $R_{пр}$ при марке бетона М 400 (так как при проверке данного условия марка бетона принимается не выше М 400 и $m_{б1} = 1$, $m_{б.д} = 1{,}05$, $R_{пр} = 175 \cdot 1{,}05 = 184$ кгс/см^2).

$$Q = 22{,}3 \cdot 10^3 \text{ кгс} > 0{,}6 R_р b h_0 = 0{,}6 \cdot 14{,}2 \cdot 8 \cdot 81{,}75 =$$

$$= 5{,}6 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

$$q_х = \frac{R_{а.\,х} F_х}{u} = \frac{2700 \cdot 0{,}503}{15} = 90{,}5 \text{ кгс/см}^2 > \frac{R_р b}{2} =$$

$$= \frac{14{,}2 \cdot 8}{2} = 56{,}8 \text{ кгс/см}^2,$$

$$u = 15 \text{ см} < u_{макс} = \frac{1{,}5 R_р b h_0^2}{Q} = \frac{1{,}5 \cdot 14{,}2 \cdot 8 \cdot 81{,}75^2}{22{,}3 \cdot 10^3} =$$

$$= 51{,}1 \text{ см}.$$

Кроме того,

$$u = 15 \text{ см} < h/3 = 89/3 = 29{,}8 \text{ см}.$$

Проверку прочности сечения производим согласно п. 3.25.

$$Q_{\text{х. б}} = \sqrt{8 R_{\text{р}} b h_0^2 q_{\text{х}}} = \sqrt{8 \cdot 14{,}2 \cdot 8 \cdot 81{,}75^2 \cdot 90{,}5} =$$

$$= 23{,}5 \cdot 10^3 \text{ кгс} > 22{,}3 \cdot 10^3 \text{ кгс},$$

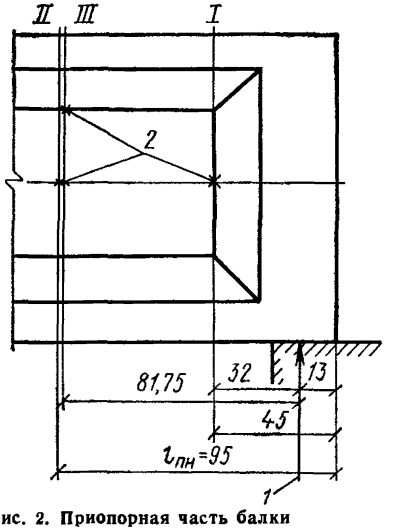


Рис. 2. Приопорная часть балки
1 — опорная реакция; *2* — места проверки по образованию наклонных трещин

т. е. прочность сечения на действие поперечной силы обеспечена.

б) Расчет на действие изгибающего момента. Определяем необходимость проверки прочности по изгибающему моменту согласно п. 3.38. Для этого производим расчет по образованию нормальных трещин в сечении, проходящем через конец зоны передачи напряжений ($l_{\text{п.н}}$=95 см, см § 2).

Величину $M_{\text{т}}$ находим согласно пп. 4.7 и 4.8 при прочности на растяжение $R_{\text{р}} = 13{,}5 \times 1{,}05 = 14{,}2$ кгс/см² и $m_{\text{т}} = 0{,}9$.

Изгибающий момент в рассматриваемом сечении от действия всех нагрузок при $n > 1$ определяем в предположении фактического отсутствия поперечной нагрузки в пределах длины зоны передачи напряжений

$$M = Q_{\text{II}} x = 22{,}3 \cdot 0{,}82 = 18{,}3 \text{ тс·м},$$

где $x = 0{,}95 - 0{,}13 = 0{,}82$ м;

0,13 м — расстояние от торца балки до точки приложения опорной реакции (рис. 2).

$$W_0^{\text{н}} = \frac{I_{\text{п}}}{y_{\text{ц}}} = \frac{1\,519\,500}{42} = 36\,200 \text{ см}^3;$$

$$r_{\text{у. в}} = 0{,}8 \frac{W_0^{\text{н}}}{F_{\text{п}}} = 0{,}8 \frac{36\,200}{1540} = 18{,}8 \text{ см};$$

$$W_{\text{т}}^{\text{н}} = \gamma W_0^{\text{н}} = 1{,}5 \cdot 36\,200 = 54\,300 \text{ см}^3$$

($\gamma = 1{,}5$ согласно табл. 35 при $b'_{\text{п}}/b = 28/8 = 3{,}5$).

Находим $M_т$ в предположении отсутствия начальных (верхних) трещин.

$$M_т = R_р W_т^н + N_{02}(e_{0\,н} + r_{ув}) = 14{,}3 \cdot 54\,300 + 87{,}8 \cdot 10^3 (34{,}75 + 18{,}8) = 54{,}8 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

где

$$N_{02} = 97{,}6 \cdot 10^3 \cdot 0{,}9 = 87{,}8 \cdot 10^3 \text{ кгс},$$

$$e_{0\,н} = e_{02} = 34{,}75 \text{ см}.$$

Предположим, что верхние трещины приводят к наибольшему снижению $M_т$, тогда $m = 0{,}45$, $c_т = 1{,}4$;

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_т}\right)(1 - m) = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{1{,}4}\right)(1 - 0{,}45) = 0{,}47;$$

$$M_т = (1 - 0{,}47)\, 54{,}8 \cdot 10^5 = 29 \cdot 10^5 > 20{,}5 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Таким образом, отсутствие нормальных трещин в пределах длины зоны передачи напряжений гарантировано, в связи с чем прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена.

§ 6. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Рассмотрим два сечения по длине балки:

а) в месте установки монтажной петли [это сечение наиболее опасно по раскрытию верхних (начальных) трещин в момент подъема балки];

б) в середине пролета (для выяснения необходимости учета начальных трещин в сжатой зоне при расчете ширины раскрытия и зажатия нижних трещин, а также деформаций).

Рассматриваем вначале сечение в месте установки монтажной петли.

Согласно § 3 в рассматриваемой стадии $M_{с.в} = 0{,}64$ тс·м, $N_{01} = 111 \cdot 10^3$ кгс, $e_{0н} = e_{01} = 34{,}75$ см.

Расчет производим согласно п. 4.8:

$$W_0^в = \frac{I_п}{h - y_ц} = \frac{1\,519\,500}{89 - 42} = 32\,300 \text{ см}^3;$$

$$r_{у.\,н} = 0{,}8\,\frac{W_0^в}{F_п} = 0{,}8\,\frac{32\,300}{1540} = 16{,}8 \text{ см};$$

$$W_т^в = \gamma W_0^в = 1{,}5 \cdot 32\,300 = 48\,450 \text{ см}^3$$

($\gamma = 1{,}5$ согласно табл. 35 при

$$b_п'/b = 28/8 = 3{,}5);$$

$$N_{01}(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) + M_{с.\,в} = 111 \cdot 10^3 (34{,}75 - 16{,}8) + 0{,}64 \cdot 10^5 = 20{,}6 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} > R_{р\,II}^0 W_т^в = 16{,}5 \cdot 48\,450 = 8 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Поскольку трещины при обжатии образуются, требуется проверить ширину их раскрытия.

Рассмотрим сечение в середине пролета.

Момент от собственного веса при подъеме балки в этом сечении равен:

$$M_{\text{с. в}} = \frac{q_{\text{с. в}} l_1^2}{8} - \frac{q_{\text{с. в}} a^2}{2} = \frac{0{,}38 \cdot 9^2}{8} - \frac{0{,}38 \cdot 1{,}5^2}{2} = 3{,}4 \text{ тс·м},$$

где $l_1 = l - a = 12 - 1{,}5 \cdot 2 = 9$ м.

Проверяем условие (197):

$$N_{01}(e_{0\text{ в}} - r_{\text{у. н}}) - M_{\text{с. в}} = 111 \cdot 10^3 (34{,}75 - 16{,}8) - 3{,}4 \cdot 10^5 =$$

$$= 16{,}5 \text{ тс·м} > R^0_{\text{р II}} W^{\text{в}}_{\text{у}} = 16{,}5 \cdot 48\,450 = 8 \text{ тс·м}.$$

Таким образом, в сечении в середине пролета имеются начальные трещины в зоне, сжатой от действия внешней нагрузки.

§ 7. РАСЧЕТ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ И ГЛУБИНЫ ТРЕЩИН В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Рассматриваем сечение в месте установки монтажной петли на кратковременное действие усилия $N_{01} = 111 \cdot 10^3$ кгс и момента от собственного веса $M_{\text{с в}} = 0{,}64 \cdot 10^5$ кгс·см.

Расчет производим согласно п. 4.21.

Для определения $\sigma_{\text{а}}$ по формуле (234) необходимо предварительно вычислить плечо внутренней пары сил z_1.

Имея в виду, что в данном расчете

$$F_{\text{а}} = 4{,}02 \text{ см}^2 \ (2 \varnothing 16); \quad F'_{\text{н}} = 11{,}32 \text{ см}^2 \ (8 \varnothing 15);$$

$$b_{\text{п}} = b'_{\text{п}} = 28 \text{ см}; \quad h'_{\text{п}} = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ см};$$

$$h_{\text{п}} = 12 + \frac{10}{2} = 17 \text{ см}; \quad h_0 = 84{,}5 \text{ см},$$

определяем величины

$$e_{\text{а. н}} = e_{01} + (h_0 - y_{\text{ц}}) = 34{,}75 + (84{,}5 - 42) = 77{,}3 \text{ см};$$

$$e_{\text{а. с}} = e_{01} + \frac{M_{\text{с. в}}}{N_{01}} + (h_0 - y_{\text{ц}}) = 34{,}75 + \frac{0{,}64 \cdot 10^5}{111\,000} +$$

$$+ (84{,}5 - 42) = 77{,}8 \text{ см};$$

$$n = \frac{E_{\text{а}}}{E^0_{\text{б}}} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}8 \cdot 10^5} = 7{,}14;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b)\, h'_{\text{п}} + \dfrac{n}{2\nu_{\text{кр}}} F'_{\text{н}}}{b\, h_0} =$$

$$= \frac{(28 - 8)\, 20 + \dfrac{7{,}14}{2 \cdot 0{,}45} 11{,}32}{8 \cdot 84{,}5} = 0{,}725;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_п}{2h_0}\right) = 0{,}725 \left(1 - \frac{20}{2 \cdot 84{,}5}\right) = 0{,}64;$$

$$M_э = N_{01} e_{а.\,н} + M_{с.\,в} = 111\,000 \cdot 77{,}3 + 0{,}64 \cdot 10^5 = 86{,}4 \times$$

$$\times 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$L = \frac{M_э}{b h_0^2 R^0_{пр\,II}} = \frac{86{,}4 \cdot 10^5}{8 \cdot 84{,}5^2 \cdot 200} = 0{,}76;$$

$$\mu n = \frac{F_а}{b h_0} n = \frac{4{,}02}{8 \cdot 84{,}5} 7{,}14 = 0{,}0425;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(L+T)}{10 \mu n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \dfrac{e_{а.\,с}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}76 + 0{,}64)}{10 \cdot 0{,}0425}} + \frac{1{,}5 + 0{,}725}{11{,}5 \dfrac{77{,}8}{84{,}5} - 5} = 0{,}446;$$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 84{,}5 \times$$

$$\times \left[1 - \frac{\dfrac{20}{84{,}5} 0{,}725 + 0{,}446^2}{2(0{,}725 + 0{,}446)}\right] = 71{,}1 \text{ см}.$$

Напряжение в растянутой арматуре равно:

$$\sigma_а = \frac{N_{01}(e_{а.\,н} - z_1) + M_{с.\,в}}{F_а z_1} =$$

$$= \frac{111\,000\,(77{,}3 - 71{,}1) + 0{,}64 \cdot 10^5}{4{,}02 \cdot 71{,}1} = 2630 \text{ кгс/см}^2 < R_{а\,II} =$$

$$= 4000 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. неупругие деформации в верхней арматуре не возникнут.

Ширину кратковременного раскрытия трещин определяем по формуле (215)

$$\overline{\mu} = \frac{F_а}{b h_0 + (b_п - b)(h_п - a)} = \frac{4{,}02}{8 \cdot 84{,}5 + (28 - 8)(17 - 4{,}5)} =$$

$$= 0{,}0043;$$

$$a_т = k c_д \eta \frac{\sigma_а}{E_а} 20 (3{,}5 - 100\,\overline{\mu}) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{2630}{2 \cdot 10^6} 20 (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0043) \sqrt[3]{16} = 0{,}2 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм.

Проверку глубины трещин производим согласно указанию п. 4.21

$$m = \frac{R^0_{\text{р II}}\, W^{\text{в}}_{\text{т}}}{N_{01}\,(e_{0\,\text{н}} - r_{\text{у·в}}) + M_{\text{с. в}}} = \frac{8 \cdot 10^5}{20{,}6 \cdot 10^5} = 0{,}39,$$

где значения $8{,}0 \cdot 10^5$ и $20{,}6 \cdot 10^5$ определены в § 6.

$$h_{\text{т}} = h - (1{,}2 + m)\,\xi\, h_0 = 89 - (1{,}2 + 0{,}39)\,0{,}446 \cdot 84{,}5 =$$
$$= 29{,}1 \text{ см} < 0{,}5\, h_0 = 0{,}5 \cdot 89 = 44{,}5 \text{ см},$$

т. е. глубина трещин в стадии обжатия не превышает допустимую.

§ 8. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Рассматриваем сечение в середине пролета. Так как нижняя (растянутая) зона балки армирована канатами класса К-7 при диаметре проволоки 15/3=5 мм, а балка эксплуатируется на открытом воздухе, то согласно табл. 1 эта зона балки относится ко 2-й категории трещиностойкости. Поэтому согласно табл. 2 расчет производим на действие всех нагрузок при коэффициенте перегрузки $n>1$; при этом усилие обжатия вводится с коэффициентом точности натяжения $m_{\text{т}}=0{,}9$.

Используя данные расчета § 2 и 5, имеем:

$$N_{02} = 98{,}4 \cdot 10^3 \cdot 0{,}9 = 88{,}6 \cdot 10^3 \text{ кгс};$$

$$e_{0\,\text{н}} = e_{02} = 34{,}75 \text{ см}; \quad W^{\text{н}}_{\text{т}} = 54\,300 \text{ см}^3;$$

$$r_{\text{у. в}} = 18{,}8 \text{ см}.$$

Определяем момент трещинообразования в предположении отсутствия верхних трещин

$$M_{\text{т}} = R_{\text{р II}}\, W^{\text{н}}_{\text{т}} + N_{02}\,(e_{0\,\text{н}} + r_{\text{у. в}}) = 20 \cdot 54\,300 + 88{,}6 \times$$
$$\times 10^3\,(34{,}75 + 18{,}8) = 58{,}3 \cdot 10^5 \text{ кгс·см}.$$

Так как наличие верхних трещин приводит только к снижению $M_{\text{т}}$, а найденное значение $M_{\text{т}}$ меньше момента от всех нагрузок при $n>1$ ($M_{\text{р}}=M_{\text{II}}=74$ тс·м), то трещины в нижней зоне образуются, и поэтому при действии постоянных и длительных нагрузок требуется их зажатие (закрытие).

§ 9. РАСЧЕТ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Поскольку нижняя зона балки относится ко 2-й категории трещиностойкости, нормальные трещины определяются от кратковременного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте перегрузки $n=1$. Момент от этих нагрузок в середине пролета $M_{\text{п}}=59$ тс·м.

В данном расчете:

$$F_{н} = 11{,}32 \text{ см}^2 \ (8 \varnothing 15); \quad F'_{а} = 4{,}02 \text{ см}^2; \quad b'_{п} = b_{п} = 28 \text{ см};$$

$$h'_{п} = 12 + 5 = 17 \text{ см}; \quad h_{п} = 15 + 5 = 20 \text{ см};$$

$$h_0 = 89 - 7{,}25 = 81{,}75 \text{ см}.$$

Уточняем значение N_{02} в сечении в середине пролета в связи с наличием начальных трещин в сжатой зоне.

$$m = \frac{R^0_{р\,II}\, W^{в}_{т}}{N_{01}(e_{0\,н} - r_{у.\,н}) - M_{с.\,в}} = \frac{8 \cdot 10^5}{16{,}5 \cdot 10^5} = 0{,}48 > 0{,}45,$$

где значения $8{,}0 \cdot 10^5$ и $16{,}5 \cdot 10^5$ определены в § 6.

$$c_{т} = \frac{y_{ц}}{h - y_{ц}} \frac{F_{н}}{F_{н} + F'_{а}} = \frac{42}{47} \frac{11{,}32}{11{,}32 + 4{,}02} = 0{,}66 < 1{,}4;$$

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_{т}}\right)(1 - m) = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{0{,}66}\right)(1 - 0{,}48) = 0{,}071.$$

Уточненное значение N_{02} равно:

$$N_{02} = 98{,}4\,(1 - 0{,}071) = 91{,}4 \text{ тс}.$$

Приращение напряжений в предварительно-напряженной арматуре $\sigma_{а}$ в центре тяжести площади ее сечения определяем по приближенной формуле (232). Для этого вычисляем величины μn, γ' и $e_{а.\,с}/h_0$:

$$n = \frac{E_{а}}{E_{б}} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 5{,}54;$$

$$\mu n = \frac{F_{н}}{b h_0} n = \frac{11{,}32}{8 \cdot 81{,}75} 5{,}54 = 0{,}096.$$

$$\gamma' = \frac{(b'_{п} - b) h'_{п} + \dfrac{n F'_{а}}{0{,}9}}{b h_0} = \frac{(28 - 8)\,17 + \dfrac{5{,}54 \cdot 4{,}02}{0{,}9}}{8 \cdot 81{,}75} = 0{,}56;$$

$$e_{а.\,с} = \frac{M_{п} + N_{02}\, e_{а.\,н}}{N_{02}} = \frac{59 \cdot 10^5}{91 \cdot 8 \cdot 10^3} = 64{,}6 \text{ см},$$

где $e_{а\,н} = 0$, так как усилие N_{02} приложено в центре тяжести площади растянутой арматуры.

$$e_{а.\,с}/h_0 = 64{,}6/81{,}75 = 0{,}79.$$

Принимая ближайшие значения μn и γ': $\mu n = 0{,}1$ и $\gamma' = 0{,}6$, из табл. 38 находим коэффициент $k_{т} = 0{,}04$.

$$\sigma_{а} = \frac{M_{п}}{F_{н} h_0} k_{т} = \frac{59 \cdot 10^5 \cdot 0{,}04}{11{,}32 \cdot 81{,}75} = 255 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения величины σ_a на уровне крайнего ряда растянутой арматуры находим коэффициент $\varphi_п$, принимая $x=0{,}5\ h_0=$ $=0{,}5\cdot 81{,}75=41$ см, $c=5$ см.

$$\varphi_п=\frac{h-x-c}{h-x-a}=\frac{89-41-5}{89-41-7{,}25}=1{,}06;$$

$$\sigma_a=255\cdot 1{,}06=270\ \text{кгс/см}^2.$$

Для определения ширины кратковременного раскрытия трещин вычисляем коэффициент $\bar{\mu}$:

$$\bar{\mu}=\frac{F_н}{b h_0+(b_п-b)(h_п-a)}=\frac{11{,}32}{8\cdot 81{,}75+(28-8)(20-7{,}25)}=$$
$$=0{,}0124;$$

$$a_т=k c_д \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20\,(3{,}5-100\,\bar{\mu})\sqrt[3]{d}=1\cdot 1\cdot 1{,}2\times$$

$$\times\frac{270}{1{,}8\cdot 10^6} 20\,(3{,}5-100\cdot 0{,}0124)\sqrt[3]{15}=0{,}02\ \text{мм},$$

что не превышает допустимого значения $a_т=0{,}15$ (см. табл. 1).

§ 10. РАСЧЕТ ПО ЗАКРЫТИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН

Расчет ведем на действие постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте перегрузки $n=1$; момент от этих нагрузок в середине пролета $M_{дл}=50$ тс·м.

Проверяем условие (244). Для этого в связи с наличием верхних трещин уточняем значение N_{02}, умножая его на коэффициент $1{,}1\,(1-\theta)=1{,}1\,(1-0{,}071)=1{,}02$.

Так как данный коэффициент принимается не более единицы, то $N_{02}=98{,}4$ тс, θ — см. § 9.

$$r_я=\frac{W_0^н}{F_п}=\frac{36\,200}{1540}=23{,}5\ \text{см};\quad e_{0\,н}=e_{02}=34{,}75\ \text{см}$$

($W_0^н$ — см. § 5,б, $F_п$ — см. § 1);

$$M_{э.\,т}=N_{02}\,(e_{0\,н}+r_я)-10\,W_0^н=98{,}4\cdot 10^3\,(34{,}75+23{,}5)-$$
$$-10\cdot 36\,200=53{,}7\cdot 10^5\ \text{кгс·см}>M^я=50\cdot 10^5\ \text{кгс·см},$$

т. е. условие (244) удовлетворяется (это означает, что на нижней грани напряжения сжатия превышают 10 кгс/см²).

Проверяем условие (248)

$$\sigma_{02}+\sigma_a=8080+270=8350\ \text{кгс/см}^2<k R_{a\,II}=0{,}65\cdot 16\,500=$$
$$=10\,725\ \text{кгс/см}^2,$$

где σ_{02} определено с учетом коэффициента $(1-\theta)=1-0{,}071=0{,}929$;

$$\sigma_{02}=8700\cdot 0{,}929=8080\ \text{кгс/см}^2;$$

σ_a определено с учетом коэффициента $\varphi_п$ (см. § 9). Выполнение условия (248) означает, что в напрягаемой арматуре не возникают необратимые деформации.

Таким образом, закрытие нормальных трещин при действии момента $M_{дл}=50$ тс·м обеспечено.

§ 11. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

Для проверки отсутствия трещин в пределах зоны передачи напряжений рассмотрим образование наклонных трещин на границе опорного уширения (рис. 2, сечение I) и в конце длины зоны передачи напряжения (сечение II). Так как $l_{п.н}=95$ см $<2h_0=2\cdot 81{,}75=$ $=163$ см, то требуется проверка отсутствия трещин только для зоны сечения, расположенной ниже центра тяжести приведенного сечения (см. п. 1.13). В связи с этим расчет производим на уровне центра тяжести сечения, как наиболее опасном.

Для выяснения необходимости расчета по раскрытию наклонных трещин проверим образование этих трещин на расстоянии h_0 от точки приложения опорной реакции (сечение III). В этом сечении расчет выполним в центре тяжести приведенного сечения и в месте примыкания сжатых (верхних) полок к стенке.

Расчет ведем на действие всех нагрузок при $n=1$.

Сечение I.

Определяем напряжения

$$\sigma_x;\quad \sigma_y=\sigma_{y\,м}\ \text{и}\ \tau_{xy}.$$

$$N_{02}=98{,}4\cdot 10^3\frac{l_x}{l_{п.\,н}}=98{,}4\cdot 10^3\ \frac{45}{95}=46{,}6\cdot 10^3\ \text{кгс},$$

где $98{,}4\cdot 10^3$ кгс — значение N_{02} в конце длины зоны передачи напряжений;

$l_x=45$ см — расстояние от торца балки до рассматриваемого сечения (см. рис. 2);

$$\sigma_x=\frac{N_{02}}{F_п}=\frac{46{,}6\cdot 10^3}{1540}=30{,}3\ \text{кгс/см}^2$$

[в центре тяжести сечения ($y=0$) $\sigma_x=N_0/F_п$];

$$\sigma_{y\,м}=\frac{P}{b\,h}\ \frac{\beta^2}{1{,}57}\left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2}-\frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right]=$$

$$=\frac{17{,}8\cdot 10^3}{8\cdot 89}\ \frac{0{,}47^2}{1{,}57}\left[\frac{3-2\cdot 0{,}47}{(1+0{,}36^2)^2}-\frac{0{,}47}{(0{,}36^2+0{,}47^2)^2}\right]=$$

$$=-7{,}76\ \text{кгс/см}^2\ \text{(напряжение сжимающее)}.$$

где $P=Q_п$ — опорная реакция от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $n=1$;

$$\alpha=x/h=32/89=0{,}36;$$

$$\beta=y/h=42/89=0{,}47;$$

$$\tau_{xy}=\frac{Q\,S_п}{I_п\,b}=\frac{17{,}8\cdot 10^3\cdot 22\,900}{1\,519\,500\cdot 8}=33{,}4\ \text{кгс/см}^2,$$

где $Q=Q_{оп}$ (так как на приопорном участке поперечная нагрузка фактически может отсутствовать);

$$S_п = 12\cdot28\cdot41 + 2\cdot0{,}5\cdot10\cdot10\left(47-12-\frac{10}{3}\right)+\frac{8\,(47-12)^2}{2}+$$

$$+\,6{,}15\cdot4{,}02\,(47-4{,}5)=22\,900\ см^3;$$

$$n=\frac{E_а}{E_б}=\frac{2\cdot10^6}{3{,}25\cdot10^5}=6{,}15.$$

Определяем главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, подставляя в формулу (204) сжимающие напряжения σ_x и $\sigma_{ум}$ со знаком «минус».

$$\sigma_{\substack{г.\,р\\г.\,с}}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}=$$

$$=\frac{-30{,}3-7{,}76}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{-30{,}3+7{,}76}{2}\right)^2+33{,}4^2}=$$

$$=(-19{,}03\pm38{,}45)\ кгс/см^2;$$

$\sigma_{г.р}=19{,}40$ кгс/см²; $\sigma_{г\,с}=-57{,}5$ кгс/см².

Так как

$$|\,\sigma_{г.\,с}\,|=57{,}5\ кгс/см^2<m_1R_{пр\,II}=0{,}375\cdot280=105\ кгс/см^2$$

$$и\ \sigma_{г.\,р}=19{,}4\ кгс/см^2<R_{р\,II}=20\ кгс/см^2,$$

то условие (202) удовлетворяется, т. е. наклонные трещины не образуются.

Сечение II.

$$\sigma_x=\frac{N_{02}}{F_п}=\frac{97{,}6\cdot10^3}{1540}=63{,}6\ кгс/см^2;$$

$\sigma_{ум}=0$, так как $x=95-13=82$ см $>0{,}7h=0{,}7\cdot89=62{,}3$ см, где 95 см — значение $l_{п.н}$; 13 см — расстояние от торца балки до точки приложения опорной реакции (см. рис. 2).

Поскольку на приопорном участке нагрузка фактически может отсутствовать, примем в рассматриваемом сечении $Q=Q_п=17{,}8$ тс, учитывая, кроме того, что геометрические характеристики сечений I и II одинаковы, примем τ_{xy} таким же, как и в сечении I, т. е. $\tau_{xy}=33{,}4$ кгс/см².

$$\sigma_{\substack{г.\,р\\г.\,с}}=\frac{-63{,}6}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{63{,}6}{2}\right)^2+33{,}4^2}=(-31{,}85\pm$$

$$\pm\,46{,}2)\ кгс/см^2;$$

$$\sigma_{г.\,р}=14{,}25\ кгс/см^2;\quad \sigma_{г.\,с}=-78{,}2\ кгс/см^2.$$

Так как

$$|\,\sigma_{г.\,с}\,|=78{,}2\ кгс/см^2<m_1R_{пр\,II}=105\ кгс/см^2$$

$$и\ \sigma_{г.\,р}=14{,}4\ кгс/см^2<R_{р\,II}=20\ кгс/см^2,$$

то наклонные трещины не образуются.

Таким образом, в пределах зоны передачи напряжений трещины не образуются, что обеспечивает надежную анкеровку напрягаемой арматуры.

Сечение III.

а) центр тяжести приведенного сечения $x=h_0=81{,}75$ см; поскольку сечение *III* расположено в непосредственной близости от сечения *II*, то дополнительной проверки образования наклонных трещин на уровне центра тяжести этого сечения не требуется.

б) место примыкания сжатых свесов к стенке

$$\sigma_x=\frac{N_{02}}{F_{\text{п}}}-\frac{N_{02}e_{0\text{ н}}}{I_{\text{п}}}y_0+\frac{M}{I_{\text{п}}}y_0=\frac{97{,}6\cdot10^3}{1540}-$$

$$-\frac{97{,}6\cdot10^3\cdot34{,}75}{1\,519\,500}25+\frac{14{,}6\cdot10^5}{1\,519\,500}25=31{,}6\ \text{кгс/см}^2,$$

где $M=Qx=17{,}8\cdot10^3\cdot81{,}75=14{,}6\cdot10^5$ кгс·см

(момент определен в предположении отсутствия поперечной нагрузки на приопорном участке);

$Q=17{,}8$ тс (опорная реакция от всех нагрузок при $n=1$);

$$y_0=h-y-h'_{\text{п}}=89-42-(12+10)=25\ \text{см};$$

$\sigma_{y\text{м}}=0$, так как

$$x=81{,}75\ \text{см}>0{,}7h=0{,}7\cdot89=62\ \text{см};$$

$$\tau_{xy}=\frac{Q\,S_{\text{п. ц}}}{I_{\text{п}}b}=\frac{17{,}8\cdot10^3\cdot20\,400}{1\,519\,500\cdot8}=29{,}9\ \text{кгс/см}^2,$$

где $S_{\text{п.ц}}=22\,900-25\cdot8\cdot12{,}5=20\,400$ см^3

(22 900 — определенный ранее приведенный статический момент площади части сечения, расположенной выше центра тяжести);

$$\sigma_{\substack{\text{г. р}\\ \text{г. с}}}=\frac{-31{,}6}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{-31{,}6}{2}\right)^2+29{,}9^2}=(-15{,}8\pm$$

$\pm33{,}8)$ кгс/см^2,

$$\sigma_{\text{г. р}}=-15{,}8+33{,}8=18\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{г. с}}=-15{,}8-33{,}8=-49{,}6\ \text{кгс/см}^2.$$

Так как $|\sigma_{\text{г. с}}|=49{,}6$ кгс/см$^2<m_1R_{\text{пр II}}=105$ кгс/см^2 и

$$\sigma_{\text{г. р}}=18\ \text{кгс/см}^2<R_{\text{р II}}=20\ \text{кгс/см}^2,$$

то условие (202) удовлетворяется, т. е. наклонные трещины не образуются.

Таким образом, проверка ширины раскрытия наклонных трещин не требуется.

§ 12. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет производим на действие постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте перегрузки $n=1$ ($M_{\text{дл}}=50$ тс·м). Поскольку при действии указанных нагрузок трещины в растянутой зоне зажаты, кривизны определяем согласно указаниям пп. 4.30—4.32.

Вычисляем кривизны $\frac{1}{\rho_д}, \frac{1}{\rho_в}, \frac{1}{\rho_{в.п}}$, рассматривая сечение в середине пролета:

$$\frac{1}{\rho_д} = \frac{M_{дл}\, c}{0{,}85\, E_б\, I_п} = \frac{50 \cdot 10^5 \cdot 2}{0{,}85 \cdot 3{,}25 \cdot 10^5 \cdot 1{,}52 \cdot 10^6} = 23{,}6 \cdot 10^{-6}\ см^{-1};$$

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_{02}\, e_{02}}{0{,}85\, E_б\, I_п} = \frac{98{,}4 \cdot 10^3 \cdot 34{,}75}{0{,}85 \cdot 3{,}25 \cdot 10^5 \cdot 1{,}52 \cdot 10^6} = 8{,}1 \cdot 10^{-6}\ см^{-1};$$

$$\frac{1}{\rho_{в.п}} = \frac{\varepsilon_п - \varepsilon'_п}{h_0} = \frac{646}{81{,}75} = 7{,}9 \cdot 10^{-6}\ см^{-1},$$

где

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{2 \cdot 10^6} = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{2 \cdot 10^6} = \frac{178 + 400 + 714}{2 \cdot 10^6} = 646 \cdot 10^{-6};$$

$\varepsilon'_п = 0$, так как в стадии изготовления в верхней зоне балки образовались трещины.

Определяем полную величину кривизны с учетом наличия в сжатой зоне начальных трещин (см. п. 4.31) и с учетом ранее образованных трещин от действия полной нагрузки (см. п. 4.32)

$$\frac{1}{\rho_с} = 1{,}2\left(\frac{1}{\rho_д}\ 1{,}15 - \frac{1}{\rho_в}\ 1{,}15 - \frac{1}{\rho_{в.п}}\ 1{,}25\right) = 1{,}2\,(23{,}6 \cdot 1{,}15 -$$

$$- 8{,}1 \cdot 1{,}15 - 7{,}9 \cdot 1{,}25)\ 10^{-6} = 9{,}8 \cdot 10^{-6}\ см^{-1}.$$

Поскольку $l/h = 11{,}7/0{,}89 = 13{,}1 > 10$, полный прогиб f равен прогибу от действия изгибающего момента $f_м$. Принимая, что вся нагрузка равномерно распределенная ($S = 5/48$), прогиб находим по формуле

$$f = \frac{1}{\rho_с}\, S\, l^2 = 9{,}8 \cdot 10^{-6}\, \frac{5}{48}\, 1170^2 = 1{,}4\ см,$$

что меньше предельно допустимого значения $l/250 = 1170/250 = 4{,}68$ см.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

СОРТАМЕНТ И УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ АРМАТУРЫ

Таблица 1

Сортамент стержневой арматуры и проволоки

Номинальный диаметр стержней, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см², при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,099
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31

Примечание. Номинальный диаметр стержней для ар матуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.

Таблица 2

Сортамент арматурных канатов класса К-7

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см²	Теоретическая масса 1 м, кг	Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см²	Теоретическая масса 1 м, кг
4,5	0,127	0,1	9	0,51	0,402
6	0,227	0,173	12	0,906	0,714
7,5	0,354	0,279	15	1,416	1,116

Примечание. Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Таблица 3

Условные обозначения арматурных сталей на чертежах

№ пп.	Наименование и класс арматуры	Пример условного обозначения
1	2	3
1	Горячекатаная арматурная сталь гладкая класса А-I	2Ø20AI
2	Горячекатаная арматурная сталь периодического профиля класса:	2Ø20AII
	А-II	2Ø20AIII
	А-III	2Ø20AIV
	А-IV	2Ø20AV
	А-V	2Ø20AIIIв
3	Арматура, упрочненная вытяжкой, класса А-IIIв	
4	Термически упрочненная арматура периодического профиля класса:	
	Ат-IV	2Ø20АтIV
	Ат-V	2Ø20АтV
	Ат-VI	2Ø20АтVI
	Атп-V	2Ø20АтпV
5	Обыкновенная арматурная проволока:	
	гладкая класса В-I	2Ø5BI
	периодического профиля класса Вр-I	2Ø5BpI
6	Высокопрочная арматурная проволока:	
	гладкая класса В-II	2Ø5BII
	периодического профиля класса Вр-II	2Ø5BpII
7	Арматурные семипроволочные канаты класса К-7	2Ø15K7

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Основные буквенные обозначения 4

1. Общие указания 7

Основные положения 7

Основные расчетные требования 8

Предварительные напряжения в железобетонных конструкциях . . . 18

Примеры расчета 31

2. Материалы для железобетонных конструкций 38

Бетон 38

Нормативные и расчетные характеристики бетона 43

Арматура 47

Нормативные и расчетные характеристики арматуры 53

3. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 61

Расчет железобетонных элементов по прочности 61

Общие указания 61

Изгибаемые элементы 63

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента 63

Прямоугольные сечения 69

Тавровые и двутавровые сечения 72

Тавровые и двутавровые сечения 77

Элементы, работающие на косой изгиб 80

Общий случай расчета нормальных сечений изгибаемых элементов . 85

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента 87

Расчет элементов постоянного по длине сечения, армированных хомутами без отгибов 90

Расчет элементов постоянного сечения с отогнутыми стержнями . 91

Расчет элементов с переменной высотой сечения 92

Расчет элементов без поперечного армирования 94

Расчет наклонных сечений по поперечной силе при косом изгибе . 95

Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту 95

Внецентренно сжатые элементы 105

Учет влияния прогиба элемента 106

Расчет элементов симметричного сечения при расположении продольной силы в плоскости симметрии 107

Кольцевые сечения 117

Расчет элементов на воздействие предварительного обжатия . . 120

Центрально и внецентренно растянутые элементы 126

Центрально растянутые элементы 126

Внецентренно растянутые элементы 127

Расчет элементов прямоугольного сечения при расположении продольной силы в плоскости оси симметрии 127

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элементов 130
Элементы, работающие на кручение с изгибом 135
Элементы прямоугольного сечения 135
Элементы таврового, двутаврового и других сечений, имеющих входящие углы 141
Элементы кольцевого сечения с продольной арматурой, равномерно распределенной по окружности 144
Примеры расчета 146
Расчет железобетонных конструкций на выносливость 152
Примеры расчета 158
4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 164
Расчет железобетонных элементов по образованию трещин 164
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента 164
Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента 173
Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин 185
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 185
Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента 196
Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин 207
Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 207
Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента 209
Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям . . 211
Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне 211
Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне 213
Определение прогибов 220
Определение продольных деформаций 221
Приближенные методы расчета деформаций 224
Примеры расчета 235
5. Конструктивные требования 242
Общие требования 242
Габариты и очертания элементов конструкций 243
Защитный слой бетона 245
Минимальные расстояния между стержнями арматуры 246
Анкеровка арматуры 248
Анкеровка напрягаемой арматуры 250
Указания по армированию железобетонных элементов 251
Продольное армирование элементов 251
Поперечное армирование элементов 253
Армирование концов предварительно-напряженных элементов . . . 255
Сварные соединения арматуры 257
Отдельные указания по конструированию 258
Приложение 1. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры 260
Приложение 2. Комплексный пример расчета балки покрытия 266
Приложение 3. Сортамент и условные обозначения арматуры 285

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
12	9-я строка снизу, 2-я колонка справа	$a_{т.кр}=0{,}015$ мм	$a_{т.кр}=0{,}15$ мм
13	7-я строка сверху, 2-я колонка слева	$m_т=1^{**}$	$m_т<1^{**}$
14	1-я снизу	кроме подкрановых балок,	кроме подкрановых балок, $n=1$).
20	5-я строка снизу, 2-я колонка справа	12,5	$12{,}5\Delta t$
34	12-я сверху	$\sigma'_{б.н}>0$	$\sigma'_{б.н}<0$
83	1-я снизу	$=b'_{св}=5{,}5$ см.	$b_{св}=b'_{св}=5{,}5$ см.
	2-я снизу	$h_0=h-a \quad 3=27$ см; $b_0=\frac{11}{2}=5{,}5$ см;	$h_0=h-a=30-3=27$ см; $b_0=\frac{11}{2}=5{,}5$ см;
99	12-я снизу	ки 0,32 тс/м. Требуется по-	от собственного веса балки 0,32 тс/м. Требуется по-
116	17-я сверху	$I_а=2(F_а+F_{11})\left(\frac{h_0-a'}{2}\right)^2=$ $=2\cdot6{,}03\cdot31^2=11600$ см^4;	$I_а=2(F_а+F_н)\left(\frac{h_0-a'}{2}\right)^2=$ $=2\cdot6{,}03\cdot31^2=11600$ см^4;
169	10-я строка сверху, 1-я колонка слева	б) при $b_п/b>2$ и $h_п/h$ 02	б) при $b_п/b>2$ и $h_п/h\geqslant0{,}2$
176	4-я снизу	$\tau_{xy}=\frac{Q\,S_п}{J_п}$	$\tau_{xy}=\frac{Q\,S_п}{I_п\,b}$.